



**Sílvia Catarina Henriqueta Duarte**

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

**Estudo comparativo de diferentes  
abordagens na análise sísmica de  
barragens de aterro**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil Geotecnia

Orientador: Professora Doutora Maria Teresa G. Santana,  
FCT/UNL

Co-orientador: Professora Doutora Ildi Cismasiu, FCT/UNL

**Júri:**

Presidente:	Prof. Doutora Zuzana Dimitrovová
Arguente:	Prof. Doutor José N. Varandas
Vogal:	Prof. Doutora Maria Teresa G. Santana



**FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

**Julho de 2016**



## **Estudo comparativo de diferentes abordagens na análise sísmica de barragens de aterro**

Copyright © Sílvia Catarina Henriqueta Duarte, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Com a conclusão deste projeto de investigação universitário, do qual após vasta pesquisa e trabalho resulta esta dissertação, gostaria de deixar os meus agradecimentos a todos os que contribuíram, diretamente ou indiretamente, para a realização da mesma.

Agradeço primeiramente a Deus, o meu principal confidente em toda a minha vida e em especial nesta etapa.

Deixo especial agradecimento e apreço à Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana, por toda a disponibilidade, ajuda, dedicação, exigência, estímulo e ensinamentos transmitidos. Também à Professora Doutora Ildi Cismasiu, pela colaboração, paciência, apoio e ensino.

Aos restantes professores que também partilharam os seus conhecimentos ao longo da minha vida académica, em especial aos professores do Departamento de Engenharia Civil desta Faculdade, o meu sincero obrigada.

Agradeço à minha família, em especial aos meus Pais e Irmãos, por todo o amor, carinho, dedicação, apoio, compreensão, todos os valores dados.

Ao meu companheiro, amigo e Marido, Orlando Silva, por tudo.

Com todo o meu carinho agradeço à D<sup>a</sup> Cândida Silva, por todo o constante incentivo, preocupação e afeto.

Um especial agradecimento à minha querida amiga Isabel Domingos, pela amizade, companheirismo, experiência de vida, por todos os momentos que passamos juntas, pelo incentivo e todos os conselhos.

Ao meus colegas e amigos de curso, em especial à Sara Lopes, agradeço o companheirismo, a paciência, a ajuda e todos os momentos que privamos.

Por fim, mas não menos importante, agradeço de coração a todos os meus amigos piu piu!



## Resumo

No estudo da análise sísmica em barragens de aterro é necessário caracterizar a ação sísmica imposta na estrutura, perante a ocorrência de um sismo. Neste sentido, a ação sísmica pode ser representada através de coeficientes sísmicos, de espectros de resposta elásticos e através de acelerogramas.

No presente estudo, a análise sísmica nas barragens de aterro é realizada considerando quatro métodos distintos, o método pseudo-estático, o método pseudo-dinâmico, o método empírico de deslocamentos e o método dinâmico.

O método pseudo-estático consiste na análise simplista de equilíbrio limite das forças atuantes na massa de solo deslizante, onde a ação sísmica é expressa através de um coeficiente estático horizontal, constante em toda a altura da barragem. Através deste método obtém-se o fator de segurança das barragens de aterro perante a ação sísmica.

O método pseudo-dinâmico engloba a metodologia de Newmark e Maksidi e Seed onde é possível realizar uma análise linear equivalente e desta forma obter as acelerações e os deslocamentos, considerando a degradação das propriedades dos materiais da barragem de aterro ao longo do evento sísmico.

O método empírico de deslocamentos resulta de um conjunto de fórmulas empíricas onde os autores correlacionam resultados de eventos sísmicos e através destas é efetuada uma estimativa dos deslocamentos.

O método dinâmico assenta na análise da ação sísmica através de um programa de elementos finitos, onde a partir deste se obtêm as deformações, os deslocamentos e as acelerações resultantes da ação dinâmica presente na barragem de aterro.

### Palavras-chave:

Barragem de aterro, ação sísmica, deslocamentos, acelerações, Plaxis 2D.





# Abstract

In the study of the seismic analysis in embankment dams is necessary characterizing the seismic action placed on the structure in the event of an earthquake. Therefore, seismic action can be represented through seismic coefficients of elastic response spectra as well as through accelerograms.

In this study, the seismic analysis in embankment dam is studied considering four distinct methods, the pseudo-static method, the pseudo-dynamic method, the empirical displacement method and the dynamic method.

The pseudo-static method consists on the simplistic analysis of the limit equilibrium of the forces on the mass sliding ground where seismic action is expressed through the horizontal static coefficient placed at the height of the dam. Through this method we obtain the security factor of embankment dams according the seismic action.

The pseudo-dynamic method encompasses the methodology of Newmark and Maksidi and Seed allowing an equivalent linear analysis and, thereby, obtaining the accelerations and displacements considering the degradation of material properties on the embankment dams throughout the seismic event.

The empirical displacement method is the result of a set of empirical calculation formulas where the authors correlate results of seismic events through which the permanent displacement is calculated.

The dynamic method lays on the analysis of the seismic event effects through a finite element program where based on it the deformations, the displacements and the resultant acceleration of the dynamic action on the dam are obtained.

## Keywords:

Embankment dam, seismic event, Displacement, Acceleration, Plaxis 2D.



# Conteúdo

Agradecimentos.....	I
Resumo.....	III
Abstract.....	V
Conteúdo .....	VII
Índice de Figuras .....	IX
Índice de Tabelas.....	XI
Lista de Símbolos.....	XIII
<b>Capítulo 1 .....</b>	<b>1</b>
Introdução .....	1
1.1. Considerações gerais .....	1
1.2. Objetivos .....	1
1.3. Organização do trabalho .....	2
<b>Capítulo 2 .....</b>	<b>3</b>
Ação sísmica .....	3
2.1. Enquadramento .....	3
2.2. Valor de cálculo da aceleração.....	4
2.3. Coeficientes sísmicos.....	7
2.4. Espectros de resposta.....	8
2.5. Representação temporal da ação sísmica .....	10
<b>Capítulo 3 .....</b>	<b>11</b>
Métodos de avaliação da resposta dinâmica.....	11
3.1. Enquadramento .....	11
3.2. Método pseudo-estático .....	12
3.3. Analogia de Newmark .....	13
3.4. Método pseudo-dinâmico .....	15
3.5. Método empírico de deslocamentos.....	23
3.6. Método dinâmico.....	26
<b>Capítulo 4 .....</b>	<b>29</b>
Exemplos de aplicação .....	29
4.1. Enquadramento .....	29
4.2. Ação sísmica .....	29
4.3. Barragens analisadas.....	30
4.4. Método pseudo-estático .....	33
4.5. Método pseudo-dinâmico .....	34
4.6. Métodos empíricos de deslocamentos .....	38

4.7. Método dinâmico.....	40
4.7.1. Barragem homogénea.....	41
4.7.2. Barragem zonada.....	44
4.8. Estudo comparativo .....	48
4.8.1. Barragem homogénea.....	49
4.8.2. Barragem zonada.....	51
4.8.3. Observações finais.....	52
<b>Capítulo 5 .....</b>	<b>53</b>
Considerações finais.....	53
5.1. Presente estudo .....	53
5.2. Desenvolvimentos futuros.....	54
<b>Bibliografia.....</b>	<b>55</b>
<b>Anexos A .....</b>	<b>57</b>
A) Resultados do método pseudo-dinâmico.....	57

# Índice de Figuras

Figura 2.1: Períodos de retorno associados a cada coeficiente de importância.....	5
Figura 2.2: Espectro de resposta elástico (adaptado de EN 1998-1, 2010).....	9
Figura 3.1: Forças atuantes numa superfície de rotura.....	13
Figura 3.2: Analogia entre a cunha de solo instável da barragem de aterro e o bloco rígido.....	14
Figura 3.3: Variação da velocidade e deslocamento relativos entre a superfície de deslizamento do bloco e a barragem, quando a aceleração máxima excede a aceleração de base da barragem entre $t = t_0$ e $t = t_0 + \Delta t$ ( adaptado de Kramer, 1996).....	15
Figura 3.4: Forças de corte atuantes num plano horizontal (Kramer, 1996).....	16
Figura 3.5: Variação de $\eta_n(z/H)$ com a altura da barragem $z/H$ .....	19
Figura 3.6: Representação da aceleração máxima no coroamento e aceleração de base da barragem (adaptado de Braja, 1992).....	19
Figura 3.7: Variação do rácio $G/G_{\text{máx}}$ e o amortecimento $\xi$ com a distorção (adaptado de Makdisi e Seed, 1978).....	21
Figura 3.8: Variação do rácio da aceleração máxima com a altura da barragem (adaptado de Makdisi e Seed, 1978).....	22
Figura 3.9: Variação de $u/k_{\text{máx}}gT_1$ com $k_c/k_{\text{máx}}$ (adaptado de Makdisi e Seed, 1978).....	22
Figura 3.10: Comparação dos métodos empíricos (adaptado de Jafarian e Lashgari, 2016).....	25
Figura 3.11: Influência dos parâmetros de amortecimento de Rayleigh.....	27
Figura 4.1: Acelerograma artificial.....	30
Figura 4.4: Superfícies de deslizamento para a barragem homogénea.....	32
Figura 4.5: Superfícies de deslizamento para a barragem zonada.....	32
Figura 4.6: Fatores de segurança para a barragem homogénea.....	33
Figura 4.7: Fatores de segurança para a barragem zonada.....	34
Figura 4.8: Amplificação da aceleração na barragem homogénea.....	35
Figura 4.9: Amplificação da aceleração na barragem zonada.....	36
Figura 4.10: Espectros de resposta elásticos.....	36
Figura 4.11: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea.....	37
Figura 4.12: Deslocamentos estimados para a barragem zonada.....	37
Figura 4.13: Representação da geometria, condições de fronteira e deslocamento prescrito da barragem homogénea.....	41
Figure 4.14: Nível freático da barragem homogénea.....	41
Figura 4.15: Malha de elementos finitos da barragem homogénea.....	41
Figura 4.16: Deformação da barragem homogénea no final da análise dinâmica: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	42
Figura 4.17: Deslocamentos horizontais ao longo do tempo: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	42

Figura 4.18: Deslocamentos verticais durante a análise dinâmica: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	43
Figura 4.19: Aceleração horizontal durante a análise dinâmica: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	44
Figura 4.20: Representação da geometria, condições de fronteira e deslocamento prescrito da barragem zonada.....	44
Figura 4.21: Nível freático da barragem zonada .....	45
Figura 4.22: Malha de elementos finitos da barragem zonada .....	45
Figura 4.23: Deformação da barragem zonada no final da análise dinâmica: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	45
Figura 4.24: Deslocamentos horizontais ao longo do tempo: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	46
Figura 4.25: Deslocamentos verticais ao longo do tempo: $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	47
Figura 4.26: Aceleração horizontal durante a análise dinâmica: (a) $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b) $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$ e $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$ .....	48
Figura 4.27: Deslocamentos horizontais alcançados pelos métodos pseudo-dinâmico, empírico de deslocamentos (Jansen (1990)) e dinâmico caso (a), nas superfícies de deslizamento consideradas para as quatro ações sísmicas estudadas para a barragem homogênea: (a) AT1-SBP; (b) AT1-SME; (c) AT2-SBP e (d) AT2-SME .....	49
Figura 4.28: Acelerações horizontais no coroamento da barragem homogênea obtida pelos métodos pseudo-estático e dinâmico caso (a) e caso (b) para AT1-SBP.....	50
Figura 4.29: Deslocamentos horizontais alcançados pelos métodos pseudo-estático, empírico de deslocamentos (Jansen (1990)) e dinâmico caso (a), nas superfícies de deslizamento consideradas para as quatro ações sísmicas estudadas para a barragem zonada: (a) AT1-SBP; (b) AT1-SME; (c) AT2-SBP e (d) AT2-SME.....	51
Figura 4.30: Acelerações horizontais no coroamento da barragem zonada obtidas pelos métodos pseudo-estático e dinâmico caso (a) e caso (b) para AT1-SBP .....	52

# Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Coeficientes de importância $\gamma_I$ .....	6
Tabela 2.2: Valores de referência da aceleração máxima para os dois tipos de ações para um terreno do tipo A.....	6
Tabela 2.3: Valores de $S_{m\acute{a}x}$ e do tipo de terreno.....	7
Tabela 2.4: Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico vertical para a AT1 e AT2	8
Tabela 2.5: Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico horizontal para a AT1 e AT2.....	8
Tabela 2.6: Caracterização da ação sísmica .....	10
Tabela 3.1: Resultados do efeito sísmico em barragens através da análise pseudo-estática (Kramer, 1996) .....	13
Tabela 3.2: Valores de $\beta_n$ para os primeiros três modos de vibração da barragem de aterro (Kramer, 1996) .....	17
Tabela 3.3: Parâmetros associados à determinação dos deslocamentos.....	25
Tabela 4.1: Aceleração de base para ação sísmica Tipo 1 .....	30
Tabela 4.2: Aceleração de base para ação sísmica Tipo 2 .....	30
Tabela 4.3: Propriedades dos solos da barragem homogénea .....	31
Tabela 4.4: Propriedades dos solos da barragem zonada .....	31
Tabela 4.5: Superfícies de deslizamento e respetivos valores da aceleração crítica .....	33
Tabela 4.8: Valores da Intensidade de Arias e da velocidade de pico .....	38
Tabela 4.9: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea segundo o SBP .....	38
Tabela 4.10: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea segundo o SME .....	39
Tabela 4.11: Deslocamentos estimados para a barragem zonada segundo o SBP .....	39
Tabela 4.12: Deslocamentos estimados para a barragem zonada segundo o SME .....	39
Tabela 4.13: Valores em consideração para aplicação dos coeficientes de Rayleigh no Plaxis .	41
Tabela 4.14: Estudo comparativo.....	49
Tabela A.1: Resultados da aceleração máxima no coroamento .....	58
Tabela A.2: Deslocamentos obtidos para a AT1 do método pseudo-dinâmico .....	59
Tabela A.3: Deslocamentos obtidos para a AT2 do método pseudo-dinâmico .....	60





# Lista de Símbolos

## Abreviaturas

EC8	Eurocódigo 8
FS	Fator de Segurança
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
SBP	Sismo Base de Projeto
SME	Sismo Máximo Expectável
SMP	Sismo Máximo de Projeto

## Símbolos

$a$	Aceleração
$a_c$	Aceleração crítica
$a_h$	Aceleração pseudo-estática horizontal
$a_v$	Aceleração pseudo-estática vertical
$a_{rel(t)}$	Aceleração relativa da analogia Newmark
$A$	Amplitude da aceleração
$a_{gR}$	Valor de referência da aceleração máxima
$B$	Comprimento da base da barragem
$C_1$	Coefficientes de amortecimento referente à tensão de corte
$C_2$	Coefficientes de amortecimento referente à tensão de normal
$c'$	Coesão
$[C]$	Matriz do amortecimento
$E'$	Módulo de elasticidade
$F$	Força atuante
$F_h$	Força de inércia horizontal
$F_v$	Força de inércia vertical
$f_n$	Frequência
$g$	Aceleração da gravidade
$G$	Módulo de distorção
$G_{máx}$	Módulo de distorção máximo
$H$	Altura da barragem
$I_Z(t)$	Força de inércia resultante
$I_a$	Intensidade de Arias

$J_0$	Função de Bessel de primeira classe de ordem 0
$J_1$	Função de Bessel de primeira classe de ordem 1
$k_c$	Coefficiente sísmico crítico
$k_h$	Coefficiente sísmico horizontal
$k_v$	Coefficiente sísmico vertical
$[K]$	Matriz da rigidez
$L$	Comprimento de deslizamento
$M$	Magnitude do sismo
$[M]$	Matriz da massa
$m_p$	Número de passos
$m$	Parâmetro de rigidez
$n$	Número de anos de vida útil da barragem
$n_p$	Número de sub-passos
$P$	Probabilidade da ação sísmica não ser excedida
$S, S_{máx}$	Coefficientes do solo
$S_a(T)$	Aceleração espectral
$S_z(t)$	Resultante da força de corte num plano horizontal
$T_p$	Duração do sismo
$T$	Período de retorno
$T_{LR}$	Período de retorno de referência
$T_L$	Período de retorno de cada classe de importância
$T_1$	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$T_n$	Período fundamental
$u$	Deslocamento
$u_{x,máx}$	Deslocamento horizontal máximo
$u_{rel}$	Deslocamento relativo
$u_{y,máx}$	Deslocamento vertical máximo
$\dot{u}$	Velocidade de pico
$\ddot{u}_g$	Aceleração de base
$\ddot{u}_{x,máx}$	Aceleração horizontal máxima
$\ddot{u}_{g,máx}$	Aceleração máxima de base do acelerograma
$\ddot{u}_{máx}$	Aceleração máxima no coroamento

$\ddot{u}_{vg}$	Aceleração vertical à superfície do terreno
$V_{s,m\acute{a}x}$	Velocidade máxima das ondas de corte
$V_s$	Velocidade das ondas S
$v_{rel}$	Velocidade relativa
$w_n$	Frequência própria
$W$	Peso da cunha de solo
$z$	Cota da barragem

### **Símbolos gregos**

$\psi$	Ângulo de dilatação
$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte
$\xi$	Coefficiente de amortecimento
$\eta$	Coefficiente de correção do amortecimento
$\gamma_I$	Coefficiente de importância da barragem
$\eta_n(z)$	Contribuição modal
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\alpha_R$ e $\beta_R$	Coefficientes de Rayleigh
$\gamma'_{max}$	Distorção máxima
$\beta_n$	Enésima raiz da relação periódica
$\xi_n$	Fator de amortecimento para o enésimo modo
$\rho$	Massa volúmica
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma_{unsat}$	Peso volúmico não saturado
$\gamma_{sat}$	Peso volúmico saturado
$\Delta t$	Tempo de integração
$\tau$	Tensão de corte
$\gamma'_{eq}$	Valor médio da distorção equivalente



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1. Considerações gerais

O estudo e a avaliação da segurança de barragens estão relacionados com a análise da atuação de diferentes ações. Esta análise é de extrema importância para garantir a estabilidade da estrutura, de forma a garantir a diminuição dos riscos de bens materiais ou perda de vidas humanas, associados a possíveis roturas. Perante o exposto, destaca-se o estudo da ação sísmica por ser considerada a mais condicionante na análise de segurança em cenários de rotura de barragens de aterro.

As solicitações devidas às ações sísmicas em barragens de aterro são em geral consideradas de pequena duração envolvendo movimentos verticais e horizontais dos materiais constituintes das barragens. Estes movimentos provocam deformações consideráveis levando assim a uma grande diminuição das propriedades dos materiais em termos de resistência ao corte. Estas ações aliadas às ações existentes na barragem, podem originar assentamentos e fissurações especialmente na zona de coroamento, instabilidade nos paramentos de montante e jusante, redução da cota de coroamento devido aos assentamentos que levam à existência de galgamento, movimentos diferenciais nas falhas existentes na fundação caso ocorram as mesmas e liquefação sísmica (Fell et al., 1992).

Tem-se assim que, mesmo que a ação sísmica não provoque uma rotura ou galgamento da barragem, que coloque em causa vidas humanas e bens materiais a jusante, pode dar-se o caso de, após o sismo, a estrutura apresentar deslocamentos permanentes que ponham em causa o seu funcionamento.

### 1.2. Objetivos

O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo comparativo de diferentes abordagens da análise sísmica em barragens de aterro. Sendo os fenómenos de falha existentes nas barragens, associados à ocorrência do evento sísmico de grande complexidade, a análise dinâmica implica algumas dificuldades. Estas são associadas à determinação das propriedades dos solos, sendo estes materiais multifásicos o que torna a barragem não homogénea, ao fato da barragem ter comportamento não linear e anisotrópico e à interação da barragem com as fronteiras ser de difícil quantificação. Neste sentido, propõe-se neste trabalho uma análise comparativa de quatro abordagens diferentes para o cálculo da resposta dinâmica. Estas são agrupadas em métodos pseudo-estáticos, métodos pseudo-dinâmicos, métodos empíricos de deslocamentos e métodos dinâmicos.

Em todas estas análises a água na albufeira encontra-se em nível de pleno de armazenamento, tendo apenas sido considerada a pressão hidrostática da água.

Considera-se ainda que a ação sísmica está aplicada na base da barragem, não entrando em linha de conta com o comportamento sísmico da fundação. Esta será assim, constituída por terreno competente, de elevada resistência ao corte e para o qual foi verificada a suscetibilidade à liquefação.

### **1.3. Organização do trabalho**

A presente dissertação está estruturada em cinco capítulos sendo o primeiro composto pela introdução ao trabalho efetuado. Os restantes capítulos são resumidos seguidamente.

- Capítulo 2

Este capítulo apresenta a definição e caracterização da ação sísmica bem como as recomendações das normas existentes na análise sísmica de barragens de aterro. Para a sua caracterização tem-se em conta a aceleração de cálculo, espectros de resposta elásticos e acelerogramas.

- Capítulo 3

Neste capítulo são abordadas as metodologias de cálculo sísmico disponíveis na bibliografia. São abordagens desde os métodos mais simples até métodos mais desenvolvidos de forma a reproduzir acelerações e deslocamentos ocorridos na barragem durante e após o movimento sísmico. Os métodos apresentados são divididos em: método pseudo-estático, método pseudo-dinâmico, métodos empíricos de deslocamentos e método dinâmico.

- Capítulo 4

Neste capítulo é possível analisar os resultados obtidos na aplicação dos métodos descritos no capítulo 3 para dois exemplos de aplicação. Para tal, consideram-se duas barragens de aterro: barragem homogénea e barragem zonada.

Tendo em conta o diferente grau de complexidade dos métodos e suas condicionantes, o ponto de partida é a consideração de três possíveis superfícies circulares de deslizamento, no paramento de jusante: uma mais superficial, uma intermédia e outra profunda. Só assim é possível comparar os deslocamentos destas massas de solo nos seus pontos de maior profundidade.

- Capítulo 5

Este capítulo apresenta as conclusões obtidas após o estudo e sugere considerações a ter em conta futuramente na análise sísmica em barragens de aterro.

## Capítulo 2

### Ação sísmica

#### 2.1. Enquadramento

Para avaliar a estabilidade de uma barragem de aterro é necessário definir, entre outras, a ação sísmica pois, a mesma estabelece forças adicionais na barragem sobre as forças estáticas já experimentadas. Para tal, recorre-se à regulamentação disponível, nomeadamente ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) e à Norma Portuguesa NP EN Parte 1 (NP EN 1998-1, 2010) e NP EN Parte 5 (NP EN 1998-1, 2010).

Segundo o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007), para definir a ação sísmica numa barragem de aterro, é necessário recorrer a, entre outros, estudos sismológicos no local da construção da barragem. Neste sentido, considera-se a existência do sismo máximo expectável (SME), do sismo máximo de projeto (SMP) e do sismo base de projeto (SBP). Como as barragens de aterro são consideradas estruturas de grande importância, logo com risco potencialmente elevado, o sismo máximo de projeto (SMP) toma o valor do sismo máximo expectável (SME). Cada um destes sismos tem requisitos diferentes no comportamento da barragem, ou seja, para o sismo base de projeto (SBP) a barragem tem de possuir um comportamento elástico e tem de resistir de forma a não haver danos consideráveis. Para o sismo máximo expectável (SME) a barragem pode admitir danos, como por exemplo fissuração, mas não poderá ocorrer rotura nem libertação de água na albufeira.

De acordo com o EC8 (NP EN 1998-1, 2010), as estruturas devem ser concebidas de forma a conseguirem um adequado grau de fiabilidade dos requisitos de desempenho, quer a nível da não ocorrência de colapso, quer na limitação de danos estruturais na presença da ação sísmica. Desta regulamentação fazem parte um conjunto de regras, de modo a quantificar a ação induzida pelo sismo. De forma a aplicar estas regras em Portugal, segue-se o disposto no Anexo Nacional NA da presente norma.

Em Portugal considera-se a existência de dois tipos distintos de ação sísmica, associadas a movimentos de falhas intraplacas, considerado sismos próximos, e a movimentos de falhas interplacas, considerados sismos distantes. Assim, as ações sísmicas consideradas são designadas como:

- Ação sísmica Tipo 1 (AT1) – cenário referente aos sismos distantes com epicentro na região atlântica, de longa duração, de magnitude elevada ( $M \geq 5,5$ ) e com maior presença de frequências menos elevadas;
- Ação sísmica Tipo 2 (AT2) – cenário referente aos sismos próximos com epicentro em Portugal continental, de curta duração, de magnitude moderada ( $M \leq 5,5$ ) e com maior presença de frequências mais elevadas.

Para cada ação sísmica estão associados o SBP e o SME.

A caracterização da ação sísmica deve ser definida de modo a ser compatível com os vários métodos de análise. Esta é realizada em termos de análise estática e análise dinâmica. A análise estática linear é efetuada através de coeficientes sísmicos e através da análise modal com base em espectros de resposta elásticos e a análise estática não linear (pushover) não abordada no presente estudo. A análise dinâmica não linear é representada através de uma imposição de aceleração na base.

## **2.2. Valor de cálculo da aceleração**

A ação sísmica deve ser representada pelo valor do cálculo da aceleração que atua na base da barragem. Esta depende fundamentalmente do tipo de terreno onde a barragem se encontra fundada, da zona sísmica e do coeficiente de importância da estrutura.

### Tipos de terreno

A classificação do tipo de terreno é dividida em cinco categorias sendo elas do tipo A, B, C, D e E (NP EN 1998-1, 2010). O tipo de terreno A considera um estrato de composição rochosa e que contenha material a 5m da superfície de origem mais fraca. O tipo de terreno B considera depósitos de areia muito compacta, seixo ou argila muito rija de espessura mínima de dezenas de metros determinados por um aumento das propriedades mecânicas ao longo da profundidade. No tipo de terreno C estão inseridos os depósitos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo ou argila rija de várias dezenas ou centenas de metros de espessura. O terreno tipo D contém na sua descrição um perfil de solos não coesivos de baixa a média compactidade ou solos coesivos de consistência mole a dura. O tipo de terreno E considera um solo com estrato superficial aluvionar e que contenha de 5m a 20m de espessura, situado sobre um estrato mais rígido. A classificação de cada tipo de terreno está associada à velocidade média das ondas de corte, assim para o tipo A, a velocidade das ondas de corte é superior a 800 m/s, para o terreno tipo B ronda valores entre 360 – 800 m/s, para o terreno tipo C entre 180 – 360 m/s e para o terreno tipo D, as ondas de corte têm uma velocidade inferior a 180 m/s.

A ação sísmica para terrenos mais brandos e incoerentes, reflete frequências próprias mais baixas e para terrenos mais rijos e compactos, reflete frequências próprias mais elevadas. Assim, as vibrações que são transmitidas da fundação para a barragem, são de maior amplificação se a sua frequência for equivalente à frequência própria de oscilação.

### Coeficientes de importância

Para definir o coeficiente de importância da barragem é necessário a análise da Tabela 2.1. Este está dividido em quatro classes de importância, que dependem das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e das relevâncias económicas e sociais. Assim, para classes mais baixas estão inseridas as estruturas menos relevantes para a segurança pública e para classes mais elevadas estão inseridas as estruturas cuja sua integridade após a ocorrência sísmica é de extrema importância.

Uma vez que, o coeficiente de importância influencia o valor da ação sísmica, e esta por sua vez depende do período de retorno considerado, é útil referir que a barragem com classe de importância mais elevada é dimensionada para períodos de retorno maiores. Neste sentido, quanto maior for o período de retorno, menor é a probabilidade da aceleração de cálculo ser excedida em cada ano. Assim, pela expressão 2.1 é possível efetuar o cálculo da probabilidade de excedência da ação dinâmica tendo em conta o período de retorno associado a cada sismo e ao número de anos de vida útil da barragem de aterro.



$$P = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.1)$$

em que:

- $P$  é a probabilidade de não ser excedido;
- $T$  é o período de retorno;
- $n$  representa o número de anos de vida útil da barragem.

Segundo o EC8 (NP EN 1998-1, 2010) o período de retorno de referência é de 475 anos para a classe de importância II, a que corresponde uma probabilidade de 10% da ação sísmica ser excedida em 50 anos. Tomando estes valores como referência e considerando que os valores recomendados para  $\gamma_I$  no EC8 são coerentes com o valor da perigosidade sísmica  $k = 3$ , o período de retorno associado a cada classe de importância é determinado pela expressão 2.2 e pode-se analisar pela Figura 2.1 que à medida que o período de retorno aumenta para cada perigosidade sísmica, o coeficiente de importância associado à estrutura aumenta também. A perigosidade sísmica é tida em conta através de estudos realizados, tomando valores de  $k = 1,5$  para a AT1 e  $k = 2,5$  para a AT2 em Portugal continental e  $k = 3,6$  para o arquipélago dos Açores (NP EN 1998-1, 2010).

$$\gamma_I = \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{\frac{1}{k}} \quad (2.2)$$

em que:

- $T_{LR}$  representa o período de retorno de referência;
- $T_L$  representa o período de retorno de cada classe de importância;
- $k$  representa a perigosidade sísmica.

Tendo em conta que a barragem de aterro é considerada uma estrutura importante e assim de classe IV, o seu período de retorno é de aproximadamente 1303 anos.

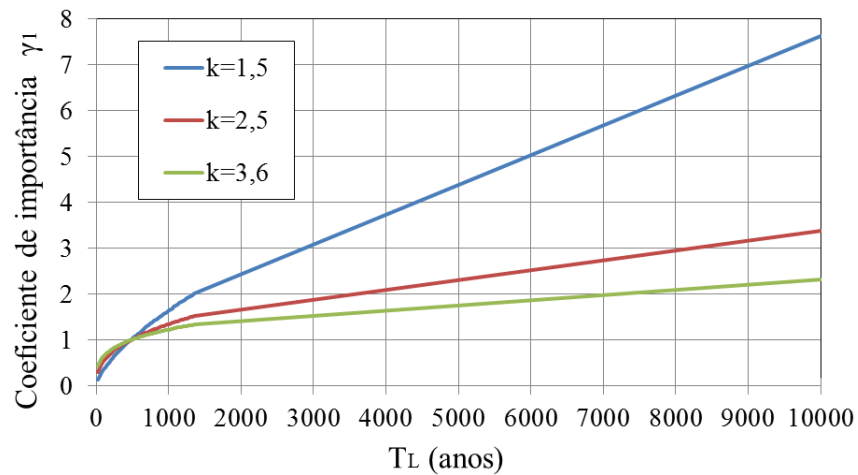


Figura 2.1: Períodos de retorno associados a cada coeficiente de importância

Na Tabela 2.1 apresenta-se os valores de cada coeficiente de importância associado a cada classe de importância estrutural para as duas ações sísmicas existentes.

Tabela 2.1: Coeficientes de importância  $\gamma_I$

Classes de importância	$T_L$	AT1	AT2	
			Continente	Açores
I	243	0,65	0,75	0,85
II	475	1,00	1,00	1,00
III	821	1,45	1,25	1,15
IV	1303	1,95	1,50	1,35

### Zonamento sísmico

Como referido na secção 2.1. do presente capítulo, em Portugal existem dois tipos de sismos que podem ocorrer, sendo eles de origem longínqua (AT1) ou próxima (AT2). Para obter o valor da aceleração máxima de referência  $a_{gR}$ , das várias zonas sísmicas existentes, para cada ação sísmica a considerar nos cálculos da aceleração de base, recorre-se à Tabela 2.2, sabendo primeiramente em que zona sísmica a barragem está inserida, consultando a Figura NA.I da página 207 do Anexo Nacional do EC8 ou mais detalhadamente consultando a lista de concelhos com a definição do zonamento sísmico presente no Anexo NA.I da página 222 à página 230 da mesma regulamentação (NP EN 1998-1, 2010). Todos os valores apresentados na Tabela 2.2 são para um período de retorno de referência para o requisito de não ocorrência de colapso.

Tabela 2.2: Valores de referência da aceleração máxima para os dois tipos de ações para um terreno do tipo A

AT1		AT2	
Zona sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

O valor de cálculo da aceleração de base,  $\ddot{u}_g$ , é efetuada através da expressão 2.3, que por sua vez depende do valor de referência da aceleração máxima  $a_{gR}$  e do coeficiente de importância da barragem.

$$\ddot{u}_g = a_{gR}\gamma_I \quad (2.3)$$

### Coefficiente de solo

O parâmetro  $S$ , que exprime a influência do tipo de terreno é determinado, através das expressões seguintes.

$$\begin{aligned} \ddot{u}_g &\leq 1 \text{ m/s}^2 & S &= S_{\text{máx}} \\ 1 \text{ m/s}^2 < \ddot{u}_g < 4 \text{ m/s}^2 & S &= S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}}-1}{3}(\ddot{u}_g - 1) \\ \ddot{u}_g &\geq 4 \text{ m/s}^2 & S &= 1 \end{aligned} \quad (2.4)$$

O valor de  $S_{\text{máx}}$  é indicado na Tabela 2.3 consoante o tipo de ação sísmica e o tipo de terreno.

Tabela 2.3: Valores de  $S_{\text{máx}}$  e do tipo de terreno

Tipo de terreno	$S_{\text{máx}}$
A	1,0
B	1,35
C	1,6
D	2,0
E	1,8

## 2.3. Coeficientes sísmicos

Para efetuar uma análise linear elástica é necessário a determinação dos coeficientes sísmicos. Segundo o EC8-P5 (NP EN 1998-5, 2010) o coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  é obtido pela expressão 2.5 e o coeficiente sísmico vertical  $k_v$  pela expressão 2.6. No presente estudo foi desprezado o coeficiente sísmico vertical.

$$k_h = \frac{\ddot{u}_g}{g} = \frac{\gamma_I a_{gR} S}{g} \quad (2.5)$$

em que:

- $\ddot{u}_g$  representa o valor de cálculo da aceleração de base à superfície do terreno do tipo A;
- $g$  representa a aceleração da gravidade;
- $a_{gR}$  representa o valor de referência da aceleração máxima nas várias zonas sísmicas para cada tipo de ação sísmica;
- $\gamma_I$  representa o coeficiente de importância da estrutura;
- $S$  representa a característica do tipo de terreno para ter em conta a amplificação da aceleração entre o substrato e a superfície.

$$\begin{aligned} k_v &= \pm 0,5 k_h \text{ se } \ddot{u}_{vg}/\ddot{u}_g \text{ for maior que } 0,6 \\ k_v &= \pm 0,33 k_h \text{ noutros casos} \end{aligned} \quad (2.6)$$

em que:

- $\ddot{u}_{vg}$  valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical.

O rácio  $\ddot{u}_{vg}/\ddot{u}_g$  é obtido através da análise da Tabela 2.4 consoante o tipo da ação sísmica considerada.

Tabela 2.4: Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico vertical para a AT1 e AT2

Ação sísmica	$\ddot{u}_{vg}/\ddot{u}_g$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

## 2.4. Espectros de resposta

No horizonte da NP EN 1998-1, a ação sísmica é reproduzida através de um espectro de resposta da aceleração à superfície do terreno, designado por espectro de resposta elástico.

As curvas representativas dos espectros de resposta de dimensionamento, são planeadas para identificar os valores mínimos de resistência que a barragem de uma determinada região deve apresentar em concordância com a sismicidade do local.

O espectro de resposta retrata os efeitos da ação sísmica sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade. A ordenada do espectro de resposta representa o valor da grandeza que o oscilador deverá ter capacidade de suportar, em função da sua frequência própria.

O espectro de resposta elástico é representado em função da sismicidade da região, das características do solo da fundação e do coeficiente de amortecimento a considerar na barragem.

A ação sísmica horizontal do espectro de resposta elástico é descrita por duas componentes ortogonais, consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta (NP EN 1998-1, 2010).

Para definir o espectro de resposta elástico é necessário recorrer primeiramente à aceleração de base indicada na secção anterior para cada tipo de ação sísmica.

Tabela 2.5: Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico horizontal para a AT1 e AT2

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B(s)$	$T_C(s)$		$T_D(s)$
			AT1	AT2	
A	1,0	0,1	0,6	0,25	2,0
B	1,35		0,6	0,25	
C	1,6		0,6	0,25	
D	2,0		0,8	0,3	
E	1,8		0,6	0,25	

O espectro de resposta elástico  $S_a(T)$  da Figura 2.2 para o período de retorno de referência é definido pelas expressões indicadas abaixo.

$$\begin{aligned}
S_a(T) &= \ddot{u}_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & \text{para } 0 \leq T \leq T_B \\
S_a(T) &= \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 & \text{para } T_B \leq T \leq T_C \\
S_a(T) &= \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] & \text{para } T_C \leq T \leq T_D \\
S_a(T) &= \ddot{u}_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] & \text{para } T_D \leq T \leq 4s
\end{aligned} \tag{2.7}$$

O valor do coeficiente de correção do amortecimento  $\eta$  é obtido através da expressão 2.8.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{2.8}$$

em que:

- $\xi$  é o amortecimento viscoso da barragem, expresso em percentagem.

Após o estudo da secção 2.2 e dos valores representados na Tabela 2.5 é possível construir o espectro de resposta elástico horizontal.

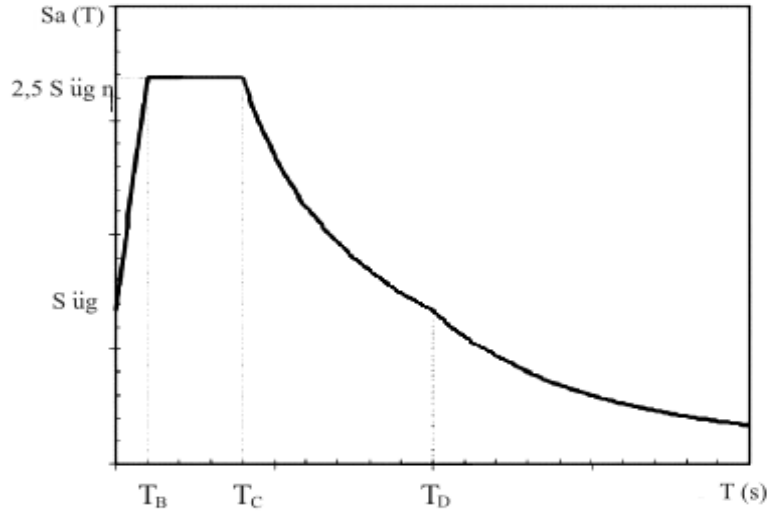


Figura 2.2: Espectro de resposta elástico (adaptado de EN 1998-1, 2010)

em que:

- $S_a(T)$  espectro de resposta elástico;
- $T$  período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $\ddot{u}_g$  valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A;
- $T_B$  limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$  limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$  valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $S$  característica do tipo de terreno para ter em conta a amplificação da aceleração entre o substrato e a superfície;
- $\eta$  coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento viscoso.

## 2.5. Representação temporal da ação sísmica

A ação sísmica para análises dinâmicas não lineares pode ser representada através de acelerogramas reais, ou seja, obtidos através de registos durante eventos sísmicos, ou recorrer a acelerogramas gerados artificialmente.

O EC8 recomenda sempre que possível, devem ser utilizados acelerogramas reais, registados na fonte sísmica, de forma a ser mais realista no que diz respeito às baixas frequências e possuir uma correlação temporal correta entre as componentes horizontais e verticais do movimento sísmico existente. Esta recomendação em Portugal está condicionada pelo fato de não haver incidentes sísmicos. Assim, como alternativa, é comum recorrer a acelerogramas artificiais que devem ser construídos de forma a corresponderem aos espectros de resposta elásticos definidos da zona da implantação da estrutura.

Neste sentido, é necessário considerar no mínimo três acelerogramas compatíveis com o espectro de resposta regulamentar da zona da implantação da estrutura. A sua duração deve relacionar de uma forma coerente a magnitude do sismo com as características do amortecimento sísmico para estabelecimento do valor de  $\xi = 5\%$ . De acordo com o EC8 (NP EN 1998-1, 2010) os acelerogramas artificiais devem seguir os seguintes pressupostos:

1. Os valores médios da resposta espectral da aceleração com o período nulo, não deve ser inferior ao valor de  $a_{gr} \times S$  para o local em estudo;
2. Nos períodos compreendidos entre  $0,2T_1$  e  $2T_1$ , sendo  $T_1$  o período fundamental da barragem na direção onde se está a aplicar o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástico médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos de tempo, deve ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástico com 5% de amortecimento.

Para cumprir o estipulado no EC8 é necessário considerar no mínimo três acelerogramas. Assim, foram gerados três séries de acelerogramas utilizando uma rotina Matlab pré-existente a partir de espectros de resposta elásticos do EC8 (NP EN 1998-1, 2010). O algoritmo envolve o conhecimento da função de densidade espectral, associada à ação sísmica regulamentar, definido através de um processo iterativo que permite a correção sucessiva de um espectro de potência estimado inicialmente (Guerreiro, 2011).

A caracterização da ação sísmica apresenta-se na Tabela 2.6. A ação sísmica adotada teve um tempo de duração de 30s para AT1, conforme estipulado na cláusula 3.2.3.1.2 do NA do EC8 (NP EN 1998-1, 2010). Foram selecionados três acelerogramas de modo a cumprir com o ponto dois anteriormente mencionado e a resposta estrutural foi avaliada para os vários sismogramas de forma a identificar a série mais condicionante para a barragem.

Tabela 2.6: Caracterização da ação sísmica

AT1-SBP para tipo de terreno A	Local de implementação Aljezur	$\gamma_I$	$a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$	$\ddot{u}_g \text{ (m/s}^2\text{)}$	$\ddot{u}_g \text{ (g)}$
		1,95	2,5	4,88	0,50

## Capítulo 3

# Métodos de avaliação da resposta dinâmica

### 3.1. Enquadramento

No presente estudo recorre-se a quatro métodos para a análise da estabilidade de uma barragem de aterro às ações sísmicas, sendo eles:

- Método pseudo-estático;
- Método pseudo-dinâmico;
- Método empírico de deslocamentos;
- Método dinâmico.

O método pseudo-estático assenta numa análise simplista de dimensionamento sísmico, através de um problema de estabilidade de taludes recorrendo a soluções de equilíbrio limite. Desta forma, recorre-se ao equilíbrio limite estático das forças atuantes na cunha de solo em rotura, considerando a força sísmica equivalente, constante ao longo do corpo da barragem de aterro, admitindo que a resistência ao corte é totalmente mobilizada ao longo da superfície de deslizamento.

A ação sísmica possui características que se alteram ao longo da altura da barragem em relação à aceleração de base na barragem, resultante do movimento sísmico. Tal acontece, devido às deformações e às características do amortecimento dependerem da resposta da camada de solo induzidas pelas perturbações sísmicas. Desta forma, a avaliação da resposta sísmica ao longo da barragem pode ser efectuada através de métodos mais complexos do que a análise pseudo-estática. Neste sentido, são usados métodos de análise sísmica pseudo-dinâmicos, métodos empíricos de deslocamentos e métodos dinâmicos.

O método pseudo-dinâmico tem em consideração uma análise modal em que a ação sísmica varia em altura, através de uma análise linear equivalente segundo Makdisi e Seed (1978) (Kramer, 1996), em que existe degradação das propriedades do terreno ao longo do tempo.

O método pseudo-dinâmico e o método empírico de deslocamentos possuem como critério de avaliação ao comportamento sísmico das barragens de aterro, os deslocamentos sísmicos em superfícies de deslizamento críticas da barragem. Neste sentido, seguem a analogia de Newmark em que os deslocamentos na superfície crítica da barragem ocorrem, quando a aceleração da superfície em análise, ou seja, aceleração máxima da cunha de solo, for de maior valor do que a aceleração resultante do fator de segurança de 1,1, ou seja, aceleração crítica.

O método dinâmico estuda a ação sísmica através de uma análise não linear, uma vez que as características da barragem de aterro se alteram ao longo do tempo. No âmbito deste estudo, é realizada a análise dinâmica através de um programa de elementos finitos que devolve, entre outros, resultados de deformações mais realistas, tornando-se assim um dos métodos mais completos de análise sísmica em barragens de aterro.

### 3.2. Método pseudo-estático

A análise pseudo-estática consiste na reprodução do efeito sísmico em acelerações pseudo-estáticas, horizontais e eventualmente também verticais, constantes em toda a altura da barragem. Estas são exibidas por forças de inércia estáticas que poderão ocorrer devido à solicitação sísmica existente. Esta metodologia simplista de estabilidade considera o solo da barragem como um material rígido-plástico recorrendo à análise de equilíbrio limite estático das forças atuantes na cunha de solo deslizante, sendo obtido através deste o factor de segurança  $FS$ .

A segurança da barragem de aterro através deste método verifica-se quando o  $FS \geq 1,1$ , segundo o RSB (2007).

Algumas simplificações são tidas em conta neste tipo de análise, sendo elas:

- A barragem move-se o suficiente para que no solo da superfície de deslizamento impulse a totalidade da resistência ao corte;
- Despreza-se os efeitos tridimensionais;
- A massa de solo deslizante comporta-se como um material rígido-plástico assumindo assim, acelerações horizontais e verticais constantes e com iguais intensidades da aceleração que atua na base da barragem;
- A fundação não entra em liquefação sob a ação sísmica.

As forças de inércia, horizontais e verticais, resultam do produto do coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  e vertical  $k_v$  respetivamente, pela massa de solo, atuando no centro de gravidade de cada massa de solo deslizante, tal que:

$$F = ma = \frac{W}{g} a \quad (3.1)$$

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (3.2)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (3.3)$$

em que:

- $a_h$  é a aceleração pseudo-estática horizontal;
- $W$  é o peso da cunha de solo;
- $a_v$  é a aceleração pseudo-estática vertical.

$$FS = \frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos instabilizadores}} \quad (3.4)$$



Na Figura 3.1 está representada a cunha de solo da superfície de rotura circular.

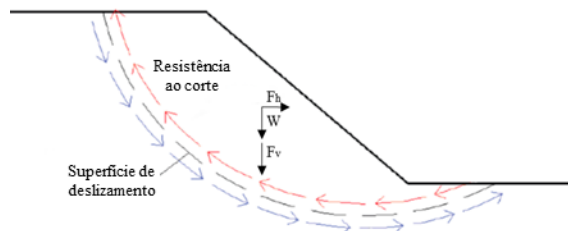


Figura 3.1: Forças atuantes numa superfície de rotura

Neste método a complexa ação dinâmica, assumida como um simples coeficiente estático horizontal, é considerado uma análise bastante grosseira e bruta. Pois, a aceleração que atua na base da barragem, propaga-se pelo corpo da mesma sem sofrer efeitos de amplificação ou de filtragem. Contudo, e após a realização de ensaios de campo, verificou-se que as barragens não se comportam como um corpo rígido-plástico e que a aceleração de base acontece por um período curto, logo com uma deformação de baixo valor. Então, o coeficiente sísmico usado na prática é inferior à aceleração verificada na fundação da barragem (Santana, 2016).

Na generalidade dos sismos e após um período de 0,25s a 0,5s, as forças de inércia que atuam na barragem de terra são reversíveis contudo, nesta metodologia esta situação não é tida em conta, pois assume-se que o coeficiente sísmico da barragem de aterro atua numa direção para um tempo infinito.

Nesta análise não é possível obter as deformações permanentes e o tempo não é tido em conta, bem como o decréscimo da resistência dinâmica dos materiais. A superfície de rotura da massa de solo não contabiliza certas particularidades da barragem, como por exemplo, os vários tipos de solo, o galgamento e liquefação.

A Tabela 3.1 representa resultados da análise pseudo-estática em algumas barragens de aterro, onde apesar do fator de segurança ser superior a um, ocorreu a rotura parcial ou total das barragens na ocorrência do sismo. Neste sentido, o método descrito não se adequa para a análise da estabilidade de uma barragem de aterro.

Tabela 3.1: Resultados do efeito sísmico em barragens através da análise pseudo-estática (Kramer, 1996)

Barragem	$k_h$	FS	Efeitos sísmicos
Sheffield	0,10	1,2	Rotura total
Lower San Fernando	0,15	1,3	Rotura no paramento de montante
Upper San Fernando	0,15	$\approx 2-2,5$	Coroamento deslizou seis metros a jusante
Tailings	0,20	$\approx 1,3$	Rotura total

### 3.3. Analogia de Newmark

Newmark compara o deslizamento de uma massa de solo potencialmente instável com o deslizamento de um bloco rígido num plano inclinado como apresentado na Figura 3.2. Efetuando o equilíbrio do bloco, os deslocamentos ocorrem sempre que a aceleração máxima da

cunha de solo excede o valor da aceleração crítica. Esta abordagem é limitada à aplicação em barragem de aterros argilosos compactados e areias densas ou secas.

De acordo com esta metodologia, o deslocamento de uma massa de solo instável depende da:

- Amplitude da média do tempo de aceleração da cunha de deslizamento, que por sua vez depende do movimento na base da barragem, do fator de amplificação da barragem e da localização da cunha de solo deslizante;
- Duração do sismo, que depende da magnitude do mesmo;
- Aceleração crítica da cunha de solo deslizante.

A aceleração crítica  $a_c$ , é obtida através do método pseudo-estático para um  $FS = 1$ .

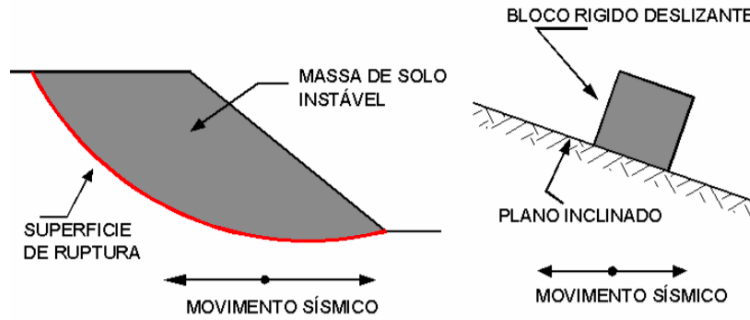


Figura 3.2: Analogia entre a cunha de solo instável da barragem de aterro e o bloco rígido

Quando o bloco rígido deslizante for submetido a acelerações maiores do que a aceleração crítica, vai movimentar-se em relação ao plano inclinado podendo assim, calcular-se a aceleração relativa do bloco  $a_{rel}$  durante o período de  $t_0$  a  $t_0 + \Delta t$

$$a_{rel}(t) = \ddot{u}_g(t) - a_c = A - a_c \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.5)$$

onde  $A$  é a amplitude da aceleração na base do bloco durante um tempo de  $\Delta t$ .

Assim, o deslocamento relativo do bloco deslizante durante este período é obtido através da integração dupla da aceleração relativa em ordem ao tempo (ver Figura 3.3).

$$v_{rel} = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_c](t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.6)$$

$$u_{rel} = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} [A - a_c](t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.7)$$

em que:

- $v_{rel}$  representa a velocidade relativa;
- $u_{rel}$  representa o deslocamento relativo.

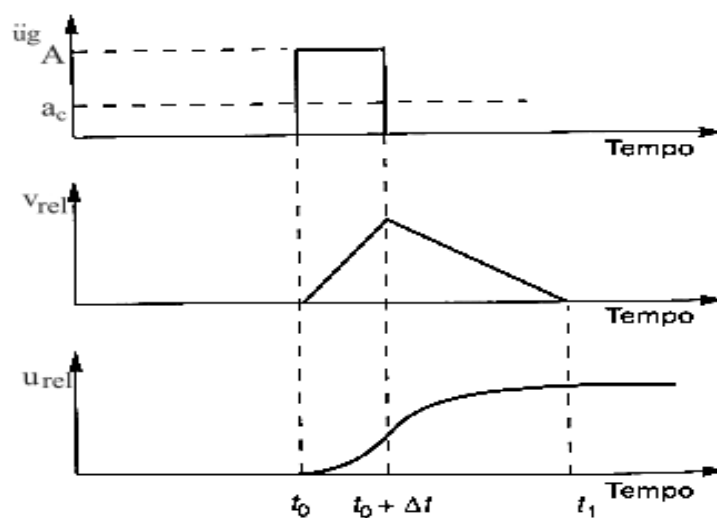


Figura 3.3: Variação da velocidade e deslocamento relativos entre a superfície de deslizamento do bloco e a barragem, quando a aceleração máxima excede a aceleração de base da barragem entre  $t = t_0$  e  $t = t_0 + \Delta t$  (adaptado de Kramer, 1996)

### 3.4. Método pseudo-dinâmico

Neste método considera-se o coeficiente sísmico variando em altura, incluindo ainda Makdisi e Seed (1978), uma análise linear equivalente, em que existe degradação das propriedades do terreno ao longo do tempo.

Para o cálculo dos coeficientes sísmicos variando em altura, utiliza-se um método linear equivalente, baseado em Makdisi e Seed (1978). A abordagem é baseada na análise bidimensional da viga de corte que pressupõe simplificações assumindo que uma barragem de terra homogênea e infinitamente longa, que a fundação é suficientemente rígida, que o rácio entre a altura e largura da barragem é satisfatoriamente elevado de forma a que gere apenas deslocamentos horizontais e que a tensão de corte  $\tau$  em qualquer plano horizontal de espessura é uniforme, exceto nas faces dos paramentos de montante e jusante, onde o seu valor decresce até zero (Kramer, 1996).

Considerando os deslocamentos horizontais constantes a uma determinada profundidade  $z$ , independentes de  $x$  e tendo o valor do deslocamento horizontal  $u(z, t)$  relativamente à base da barragem  $B$ . Analisando a Figura 3.4 pode-se escrever a equação 3.8, onde se representa a resultante da força de corte  $S$  na parte superior do plano horizontal de espessura  $dz$ .

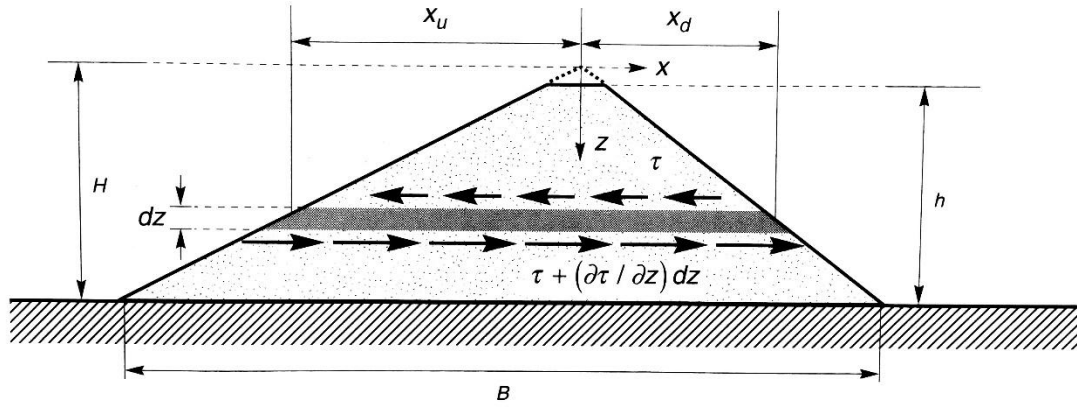


Figura 3.4: Forças de corte atuantes num plano horizontal (Kramer, 1996)

$$S_z(t) = \int_{-x_u}^{x_d} \tau(x, z, t) dx \quad (3.8)$$

A resultante da força de corte na parte inferior do plano horizontal é dada pela equação 3.9.

$$S_{z+dz}(t) = \int_{-x_u}^{x_d} \left[ \tau(x, z, t) + \frac{\partial \tau(x, z, t)}{\partial z} dz \right] dx \quad (3.9)$$

A força de inércia resultante  $I_z(t)$  que atua no plano de corte, sendo dependente da aceleração sísmica total  $\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_g(t)$  é representada pela expressão 3.10.

$$I_z(t) = \rho [\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_g(t)] \frac{2Bz}{H} dz \quad (3.10)$$

onde  $\rho$  é a massa volúmica e  $H$  a altura da barragem.

O equilíbrio das forças atuantes no plano horizontal aquando o movimento sísmico é representado pela equação 3.11.

$$S_{z+dz}(t) - S_z(t) = I_z(t) \quad (3.11)$$

Desenvolvendo a equação 3.11 acima descrita, corresponde à equação 3.12.

$$-\frac{\partial}{\partial z} \left[ \int_{-x_u}^{x_d} \tau(x, z, t) dx \right] dz = \rho [\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_g(t)] \frac{2Bz}{H} dz \quad (3.12)$$

Sendo a tensão de corte  $\tau$  dada pela equação 3.13, que se obtém multiplicando o módulo de corte  $G$  pelo módulo de distorção  $\gamma$ .

$$\tau(x, z, t) = G(x, z) \gamma(z, t) \quad (3.13)$$

Em que o módulo de distorção é dado pela equação 3.14.

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \quad (3.14)$$

Assim resulta a expressão da teoria de corte 3.15.

$$\rho \left( \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} \right) = \frac{1}{z} \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{1}{x_u + x_d} \int_{-x_u}^{x_d} G(x, z) dx \right) z \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (3.15)$$

A velocidade das ondas de corte  $v_s$  é dada pela expressão 3.16.

$$v_s = \sqrt{G/\rho} \quad (3.16)$$

Sabendo a velocidade das ondas de corte é possível obter a frequência própria  $w_n$ , tendo em conta os  $n$  modos de vibração.

$$w_n = \frac{\beta_n}{H} \times \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.17)$$

- $\beta_n$  representa a  $n$ ésima raiz da relação periódica (Kramer, 1996);
- $H$  representa a altura da barragem.

No presente estudo assume-se de um modo simplificativo, os valores de  $\beta_n$  para os três primeiros modos de vibração. Estes encontram-se representados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Valores de  $\beta_n$  para os primeiros três modos de vibração da barragem de aterro (Kramer, 1996)

n		
1	2	3
2,404	5,520	8,654

O período fundamental da barragem é dado pela expressão 3.18.

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} \quad (3.18)$$

Baseado na teoria de corte descrita anteriormente, Maksidi e Seed (1978) propôs um método simplificado para estimar a aceleração máxima em função da altura da barragem de aterro, tendo em conta as deformações da mesma perante o movimento sísmico (Braja, 1992).

A contribuição modal para a aceleração máxima no coroamento da barragem de aterro é efetuada pela expressão 3.19.

$$\eta_n(z/H) = L_n \times \phi_n(z/H) \quad (3.19)$$

em que:

- $L_n$  representa o fator de participação modal;
- $\phi_n(z/H)$  representa o fator de forma normalizado.

O fator de participação modal é obtido pela expressão 3.20 e o fator de forma normalizado pela expressão 3.21.

$$L_n = \frac{2}{\beta_n J_1(\beta_n)} \quad (3.20)$$

$$\phi_n(z/H) = J_0[\beta_n(z/H)] \quad (3.21)$$

em que:

- $J_0$  representa a função de Bessel de primeira classe de ordem 0;
- $J_1$  representa a função de Bessel de primeira classe de ordem 1.

Os três primeiros modos de vibração ao longo da altura da barragem estão representados na Figura 3.5.

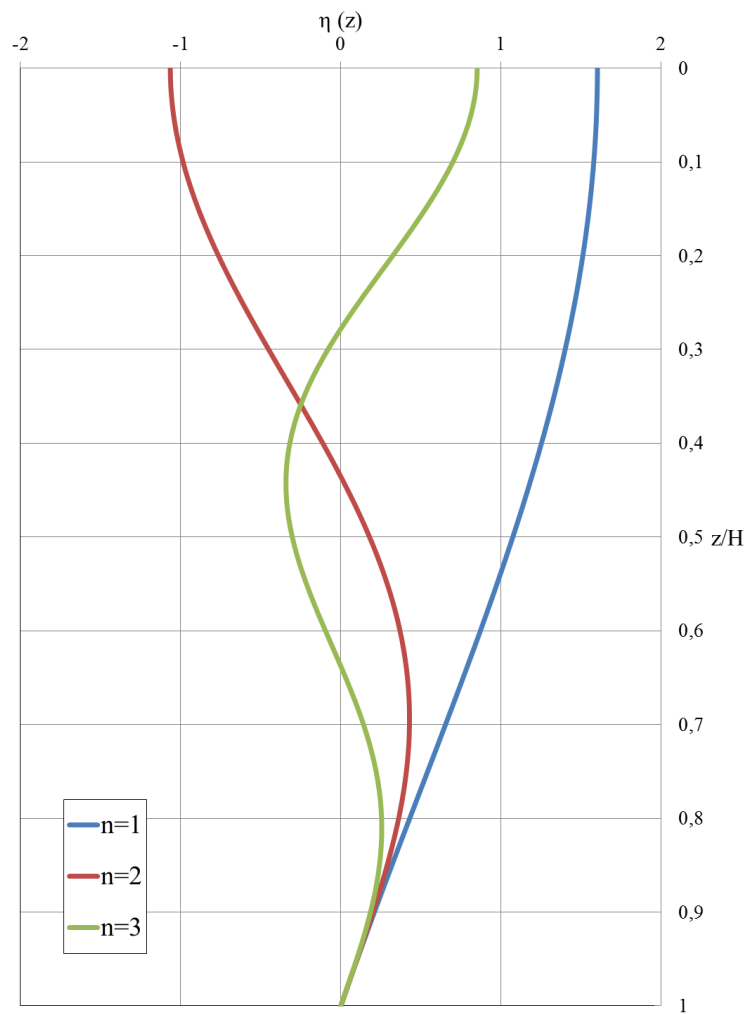


Figura 3.5: Variação de  $\eta_n(z/H)$  com a altura da barragem  $z/H$

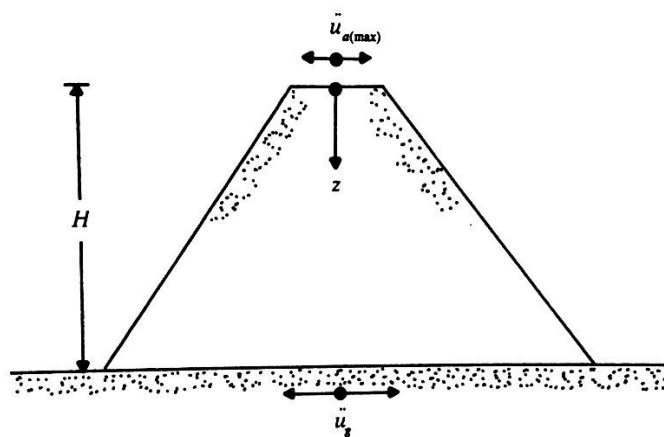


Figura 3.6: Representação da aceleração máxima no coroamento e aceleração de base da barragem (adaptado de Braja, 1992)

O máximo valor da aceleração (ver Figura 3.6) ocorre no coroamento da barragem ( $z = 0$ ) determinado pelas expressões seguintes:

$$[\ddot{u}_n(z)]_{m\acute{a}x} = \eta_n(z)S_a \quad (3.22)$$

em que :

- $S_a$  representa a aceleração espectral.

De acordo com este método, a aceleração máxima para cada modo de vibração é dada pela expressão 3.23 que considera uma ponderação quadrática para os três primeiros modos de vibração (ver Figura 3.5).

$$\ddot{u}_n(z) = \sqrt{\sum_{n=1}^3 [\ddot{u}_n(z)]_{m\acute{a}x}^2} \quad (3.23)$$

em que:

$$[\ddot{u}_{a1}(z)]_{m\acute{a}x} = \eta_1(z)S_{a1} \quad (3.24)$$

$$[\ddot{u}_{a2}(z)]_{m\acute{a}x} = \eta_2(z)S_{a2} \quad (3.25)$$

$$[\ddot{u}_{a3}(z)]_{m\acute{a}x} = \eta_3(z)S_{a3} \quad (3.26)$$

Assim, o valor da aceleração máxima em função da altura da barragem de aterro é dada pela expressão 3.27.

$$\ddot{u}_{m\acute{a}x} = \sqrt{(\eta_1(z)S_{a1})^2 + (\eta_2(z)S_{a2})^2 + (\eta_3(z)S_{a3})^2} \quad (3.27)$$

Neste método e através de um processo iterativo é possível obter a compatibilização das deformações como descrito seguidamente.

O processo iterativo utilizado nesta metodologia é apresentado passo a passo:

- Arbitra-se um valor inicial para distorção  $\gamma$ , que possibilita obter através da Figura 3.7 o valor do amortecimento  $\xi$  e do rácio entre o módulo de distorção  $G$  e o módulo de distorção máximo  $G_{m\acute{a}x}$ ;



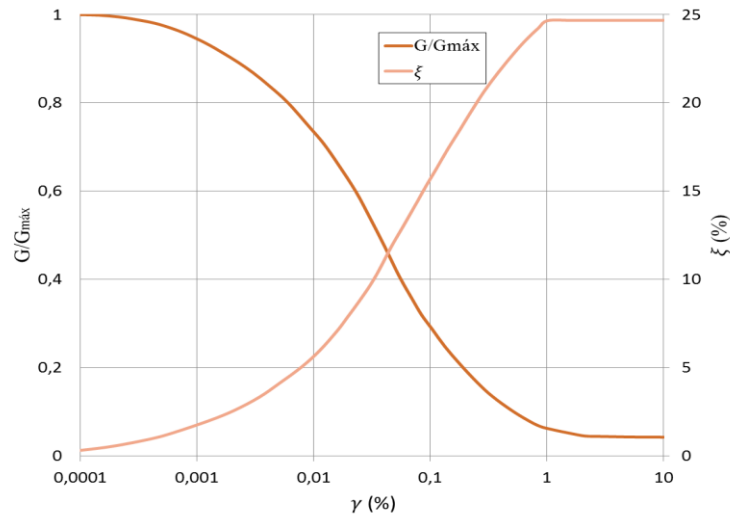


Figura 3.7: Variação do rácio  $G/G_{máx}$  e o amortecimento  $\xi$  com a distorção (adaptado de Makdisi e Seed, 1978)

- Calcula-se a frequência própria  $w_n$  ( $n = 1, 2$  e  $3$ ) usando a equação 3.17;
- Usando o valor do amortecimento  $\xi$  e o valor das frequências próprias, determina-se o período através da expressão 3.18;
- Seguidamente calcula-se o valor do coeficiente de correção do amortecimento  $\eta$ , através da expressão 2.8 e obtém-se as acelerações espectrais  $S_{a1}$ ,  $S_{a2}$ ,  $S_{a3}$ , dadas pelas expressões 2.7;
- Determina-se o valor da máxima aceleração em função da altura da barragem, usando a equação 3.27;
- Calcula-se a média do valor da distorção equivalente ( Makdisi e Seed, 1978) na barragem através da expressão 3.28.

$$(\gamma')_{eq} = (0,3)(0,65)H \frac{\rho}{G} S_{a1} \quad (3.28)$$

Compara-se o valor da  $(\gamma')_{eq}$  com o valor arbitrado inicialmente no primeiro passo. Se os valores forem aproximadamente iguais, então a aceleração máxima obtida no passo 5 está correta.

Se o valor da  $(\gamma')_{eq}$  for diferente do valor arbitrado inicialmente, então realiza-se outra iteração até que os valores sejam da mesma ordem de grandeza. O mesmo deve acontecer ao fim de duas a três iterações.

Os valores da última iteração são os valores a utilizar na análise dinâmica da barragem pelo método da viga de corte descrito anteriormente.

Após calcular o valor da aceleração máxima no coroamento  $\ddot{u}_{máx}$ , obtida pela metodologia de Maksidi e Seed, é possível estimar a aceleração máxima induzida pelo sismo nas diferentes superfícies de deslizamento e consequentemente os deslocamentos a elas associados.

Através da Figura 3.8, é possível obter a aceleração máxima  $a_{máx}$ , na superfície de deslizamento provável, ou seja, através do valor de  $z/H$  retira-se o valor de  $k_{máx}g/\ddot{u}_{máx}$ .

Este valor da aceleração máxima é comparado com o valor da aceleração crítica  $a_c$  de forma a avaliar se existem deslocamentos ou não, ou seja, se  $a_{m\acute{a}x} > a_c$  vai haver deslocamento da superfície em estudo segundo a analogia de Newmark apresentada anteriormente. A aceleração crítica é obtida através do método de equilíbrio limite correspondente a um fator de segurança unitário.

Com o valor do rácio  $k_c/k_{m\acute{a}x}$  e através do conhecimento da magnitude do sismo e da análise da Figura 3.9, obtém-se o valor de  $u/k_{m\acute{a}x} \cdot g \cdot T_1$ . Através deste e conhecendo o valor do período fundamental da barragem obtém-se o deslocamento permanente  $u$ .

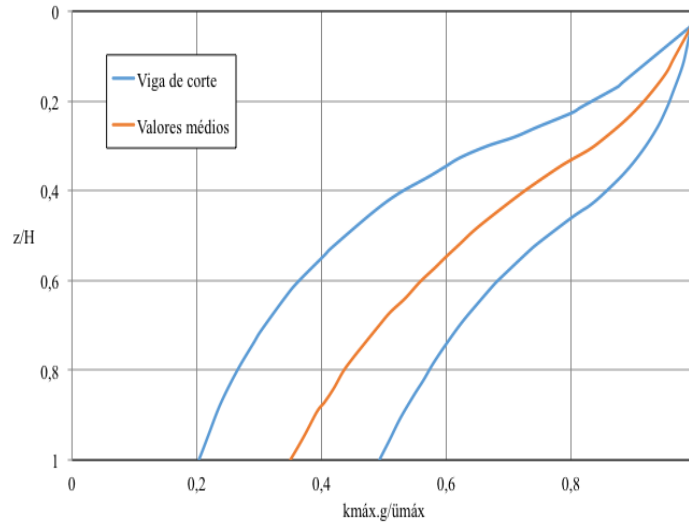


Figura 3.8: Variação do rácio da aceleração máxima com a altura da barragem (adaptado de Makdisi e Seed, 1978)

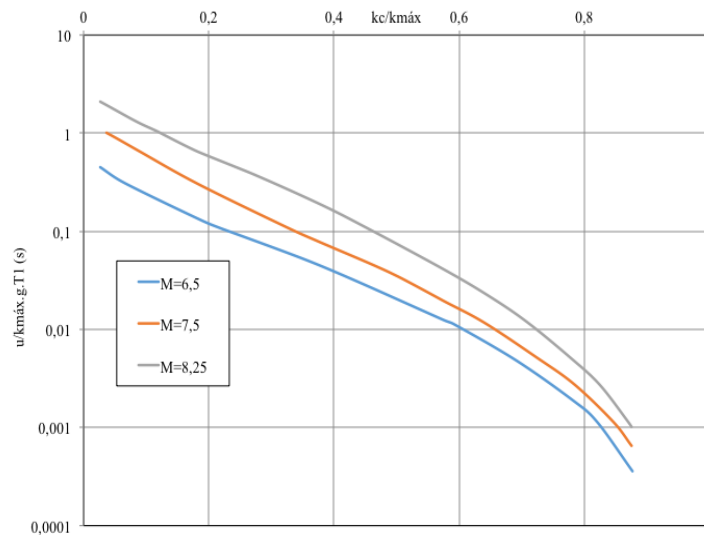


Figura 3.9: Variação de  $u / k_{m\acute{a}x} g T_1$  com  $k_c / k_{m\acute{a}x}$  (adaptado de Makdisi e Seed, 1978)

### 3.5. Método empírico de deslocamentos

Existe um variado número de abordagens realizadas de diferentes investigadores, para estimar os deslocamentos em superfícies de deslizamento em taludes. No presente estudo estes métodos são aplicados a barragem de aterro perante uma ação sísmica, visto que os deslocamentos são analisados no talude de jusante nas superfícies de deslizamento. As abordagens fundamentam-se na metodologia do deslizamento do bloco rígido de Newmark, descrita anteriormente, que analisa uma barragem quando sujeita à ação sísmica, sendo considerada segura, desde que não haja deslocamentos excessivos, mesmo que se tenha verificado a rotura mais do que uma vez durante o movimento sísmico. Este método foi complementado através de análises de dados estatísticos, de forma a obter fórmulas empíricas. Estas fórmulas simplistas são usadas para ganhar confiança nos resultados obtidos por análises mais rigorosas.

#### Método de Jansen

Jansen (1990) desenvolveu uma relação empírica entre a magnitude do sismo  $M$ , a aceleração crítica  $a_c (g)$ , a aceleração máxima no coroamento  $\ddot{u}_{m\acute{a}x} (cm/s^2)$  obtida pelo método pseudo-dinâmico descrito na secção 3.3 e o deslocamento  $u (cm)$ . Este método não tem em conta a altura da barragem na estimativa dos deslocamentos (Sengupta, 2010).

$$u = [48,26(M/10)^8(\ddot{u}_{m\acute{a}x} - a_c)]/\sqrt{a_c} \quad (3.28)$$

#### Método de Ambraseys e Menu

Em 1988, Ambraseys e Menu introduziram uma expressão para o cálculo dos deslocamentos. A análise foi efetuada através de 50 registos de dados de movimento do solo de 11 sismos ocorridos em várias partes do mundo. Após o estudo, Ambraseys e Menu, concluíram que o rácio entre a aceleração crítica  $a_c(g)$  e a aceleração de base  $\ddot{u}_g (g)$  é o parâmetro mais importante no controlo dos deslocamentos  $u (cm)$  da massa de solo deslizante.

$$\log[u] = 0,9 + \log \left[ \left( 1 - \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^{2,53} \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^{-1,09} \right] \quad (3.29)$$

#### Método de Bray e Travarrou

Bray e Travarrou (2007) propuseram uma equação prevista pela análise de 688 registos de movimentos do solo, através da metodologia de Newmark, onde obtiveram uma expressão para alcançar os deslocamentos  $u (cm)$  previstos da massa de solo deslizante.

$$\log[u] = -0,22 - 2,83 \ln(a_c) - 0,333[\ln(a_c)]^2 + 0,566 \ln(a_c) \ln(\ddot{u}_g) + 3,04 \ln(\ddot{u}_g) - 0,244[\ln(\ddot{u}_g)]^2 \quad (3.30)$$

#### Método de Jibson

Jibson (2007) realizou estudos de 2270 registos de movimentos de solo através de 30 sismos ocorridos em várias partes do mundo e apresentou uma regressão com base na metodologia de Newmark para obter a expressão 3.31, onde através desta determina os deslocamentos  $u (cm)$ .

$$\log[u] = -2,71 + \log \left[ \left( 1 - \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^{2,335} \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^{-1,478} \right] + 0,424 M \quad (3.31)$$

em que  $M$  é a magnitude do sismo.

#### Método de Singh *et al.*

Singh *et al.* (2007) basearam-se em 122 histórias de deslizamento em barragens de aterro durante a ocorrência de sismos e correlacionaram o rácio entre a aceleração de cedência  $a_c$  e a aceleração de base do solo  $\ddot{u}_g$ , com o deslocamento  $u$  (cm) e obtiveram a expressão 3.32.

$$\log[u] = -1,407 - 2,773 \log \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right) - 0,652 \log \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^2 \quad (3.32)$$

#### Método de Saygili e Rathje

Saygili e Rathje (2008) apresentaram um modelo de regressão, assente no método de Newmark, onde o deslocamento  $u$  (cm) é calculado pela combinação de medidas, como o valor da velocidade de pico do solo  $\dot{u}$  (cm/s) calculada pela expressão 3.33, da aceleração de base do solo  $\ddot{u}_g$  e o valor da intensidade de Arias  $I_a$  (m/s) obtida pela expressão 3.34 que representa a integração das acelerações representadas pelo acelerograma. O deslocamento é obtido através da expressão 3.35.

$$\dot{u}_{\text{máx}} = \ddot{u}_g \times \frac{2\pi}{T} \quad (3.33)$$

em que:

- $\ddot{u}_g$  representa a aceleração de base;
- $T$  representa o período.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a(t)^2 dt \quad (3.34)$$

$$\log[u] = -0,74 - 4,93 \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right) - 19,91 \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^2 + 43,75 \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^3 - 30,12 \left( \frac{a_c}{\ddot{u}_g} \right)^4 - 1,3 \ln(\ddot{u}_g) + 1,04 \ln(\dot{u}) + 0,67 \ln(I_a) \quad (3.35)$$

Na Tabela 3.3 apresenta-se um resumo dos parâmetros utilizados na determinação do descolamento referentes aos métodos empíricos de deslocamentos apresentados e a Figura 3.10 apresenta uma comparação dos mesmos segundo Jafarian e Lashgari (2016).

Tabela 3.3: Parâmetros associados à determinação dos deslocamentos

Método	$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$M$	$a_c$ (g)	$\ddot{u}_g$ (g)	$\frac{a_c}{\ddot{u}_g}$	$\dot{u}$ (cm/s)	$I_a$ (m/s)
Jansen (1990)	✓	✓	✓				
Ambraseys e Menu (1988)					✓		
Bray e Travararou (2007)			✓	✓			
Jibson (2007)		✓			✓		
Singh et al (2007)					✓		
Saygili e Rathje (2008)				✓	✓	✓	✓

Estes métodos apresentam a relação do deslocamento  $u$  com o rácio entre a aceleração crítica e a aceleração de base do solo  $a_c/\ddot{u}_g$ . Os valores representados graficamente dependem de parâmetros constantes, como por exemplo, a magnitude do sismo  $M = 6,9$ , a aceleração de cedência  $a_c = 0,05g$ , a velocidade de pico do solo  $\dot{u} = 50$  cm/s e a intensidade de Arias  $I_a = 5$  m/s. São representados também os valores para comprimentos de deslizamento distintos,  $L = 10$  m e  $L = 500$  m.

Neste sentido pode-se visualizar que o método de Singh *et al.* (2007) é menos sensível a alterações da aceleração crítica, obtendo assim menores valores de deslocamentos do que quando comparado com os restantes autores. O método proposto por Saygili e Rathje (2008) aumentou significativamente o valor do rácio das acelerações inicialmente, diminuindo posteriormente (Jafarian e Lashgari, 2016).

Segundo Jafarian e Lashgari, 2016 o comprimento de deslizamento da superfície de rotura afeta os deslocamentos permanentes. Neste sentido, para um comprimento de  $L = 500$  m os deslocamentos são maiores do que para uma superfície de deslizamento de  $L = 10$  m.

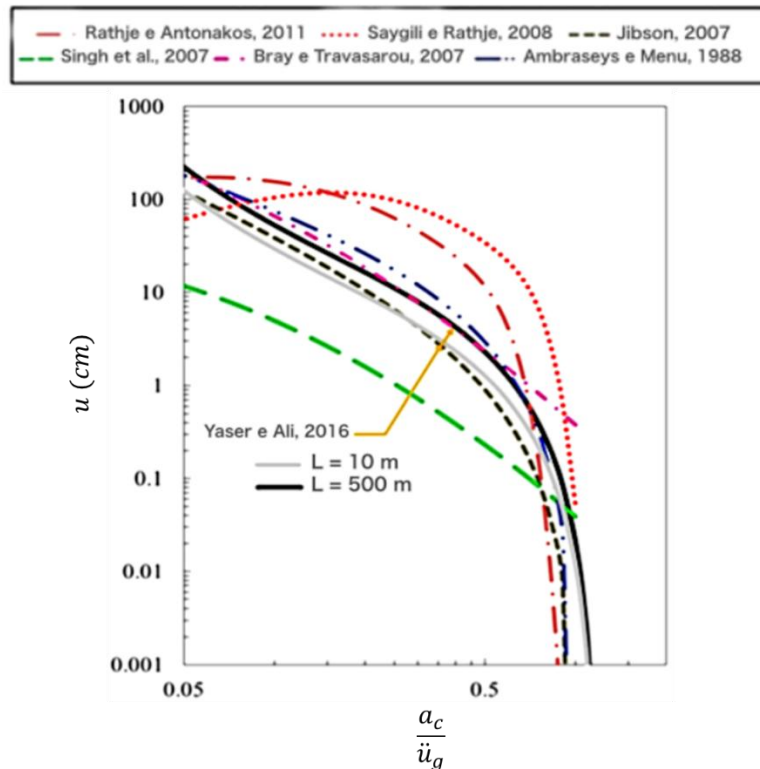


Figura 3.10: Comparação dos métodos empíricos (adaptado de Jafarian e Lashgari, 2016)

### 3.6. Método dinâmico

A análise dinâmica efetuada através de métodos numéricos de elementos finitos, utiliza modelos de comportamentos não lineares consoante o nível de deformação esperado na análise (Santana, 2016). Neste sentido, a ação dinâmica é estudada através de programas de cálculo, como por exemplo o Plaxis 2D. Este é o programa de elementos finitos utilizado neste trabalho, para estudar a resposta em fase dinâmica de barragens de aterro, a partir de um acelerograma a atuar na sua base. O programa foi desenvolvido para realizar análises de deformação e estabilidade em projetos de engenharia geotécnica e tem ao seu dispor recursos e modelos avançados que permitem obter resultados mais realistas. No entanto, os resultados obtidos são dependentes do modelo de cálculo escolhido e dos parâmetros dos materiais constituintes da barragem de aterro.

O modelo constitutivo adotado para este estudo, foi o modelo de Mohr-Coulomb. Este modelo elásto-plástico, quando submetido à ação dinâmica, pode gerar deformações plásticas se o critério de rotura de Mohr-Coulomb for alcançado. Para tal, é necessário introduzir parâmetros de amortecimento, rigidez, módulo de elasticidade  $E'$ , coeficiente de Poisson  $\nu$ , coesão  $c'$ , ângulo de resistência ao corte  $\phi'$  e ângulo de dilatação  $\psi$ . É necessário definir também a velocidade das ondas de corte  $V_s$ , que estão diretamente relacionadas com a rigidez e peso volúmico do solo. É de notar que o mesmo, para o estudo da ação dinâmica, não tem em consideração a ação hidrodinâmica.

As expressões que permitem obter as ondas sísmicas apresentam-se por:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.36)$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (3.37)$$

O comportamento do solo pode ser tido em conta como um comportamento drenado e não drenado. No comportamento de solo não drenado, a rigidez da água é adicionada à matriz de rigidez  $[K]$ , como no caso de cálculo estático. A matriz da massa representa o conjunto água, solo e outras construções. A matriz do amortecimento representa o amortecimento dos materiais, que em elementos finitos é formulada pela matriz da massa e da rigidez como expressa pela expressão 3.38.

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (3.38)$$

em que:

- $\alpha_R$  e  $\beta_R$  representam os coeficientes de Rayleigh.

O parâmetro  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  determina a influência da massa e da rigidez, respectivamente, no amortecimento do sistema. Tendo um valor de  $\alpha_R$  elevado as frequências mais baixas são amortecidas. Para um valor de  $\beta_R$  elevado, as frequências mais altas são amortecidas como apresentado na Figura 3.11.

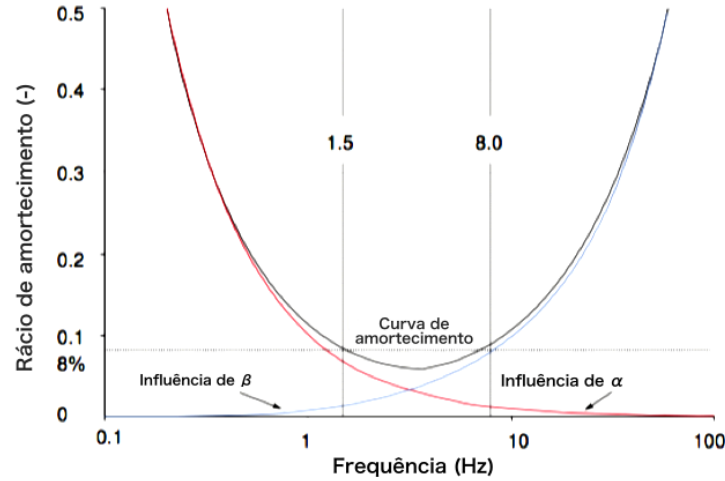


Figura 3.11: Influência dos parâmetros de amortecimento de Rayleigh

Estes valores podem ser especificados para cada solo constituinte do modelo de elementos finitos. É possível relacionar estes parâmetros com o valor do amortecimento  $\xi$  através da expressão 3.39.

$$\alpha_R + \beta_R w^2 = 2w \xi \quad (3.39)$$

$$w = 2\pi f_n \quad (3.40)$$

A frequência  $f_n$  é calculada através da expressão 3.41 dependendo dos seguintes parâmetros: velocidade das ondas de corte  $v_s$ , altura da camada (corpo ou fundação da barragem)  $H$  e de  $\beta_n$  que representa a enésima raiz da relação periódica.

$$f_n = \frac{\beta_n \times V_s}{2\pi \times H} \quad (3.41)$$

O tempo de integração é um agente importante para a estabilidade e precisão do processo de cálculo. São usados dois tipos de integração, explícita e implícita. A integração explícita tem como vantagem a sua simplicidade de formular, como desvantagem tem limitações no processo de cálculo pelo fato do mesmo não ser robusto. A integração implícita é mais complexa, contudo produz respostas mais fiáveis e uma solução mais precisa (Plaxis, 2012). O tempo de integração usado é o método implícito de Newmark e através do mesmo, é possível obter o deslocamento e velocidade no tempo  $t + \Delta t$ .

A expressão do deslocamento é representada por:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left( \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (3.42)$$

A velocidade é representada pela expressão 3.43.

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left( (1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (3.43)$$

em que:

- $\Delta t$  representa o tempo de integração;
- $\alpha$  e  $\beta$  representam os parâmetros de Newmark e são obtidos pela expressão 3.44.

$$\begin{aligned} \beta &\geq 0,5 \\ \alpha &\geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2 \end{aligned} \quad (3.44)$$

No presente estudo  $\beta = 0,5$  e  $\alpha = 0,25$  pré-definidos no programa.

No final do intervalo de tempo  $t + \Delta t$  e através do tempo de integração implícito, a equação do movimento é dada por:

$$[M]\ddot{u}^{t+\Delta t} + [C]\dot{u}^{t+\Delta t} + [K]u^{t+\Delta t} = \underline{F}^{t+\Delta t} \quad (3.45)$$

É importante a definição do número de passos  $m_p$  no programa de elementos finitos, de modo a que o acelerograma na fase dinâmica seja devido e adequadamente analisado (Plaxis, 2012). Para tal é considerada a expressão 3.46 que permite obter o número de sub-passos  $n_p$  consoante a duração do sismo  $T_p$ , o número de passo de cálculo  $m_p$  e o passo de tempo  $\Delta t$ .

$$\Delta t = \frac{T_p}{m_p \times n_p} \quad (3.46)$$

As condições de fronteira do modelo apresentam deslocamentos prescritos na análise de deformações. Esses limites podem ser livres ou fixos na horizontal ou vertical. Os limites verticais da malha de elementos finitos são limites sintéticos, escolhidos de forma a não influenciarem o comportamento da deformação da barragem. Na análise dinâmica, as fronteiras devem ser viscosas, para que as ondas de corte não sejam refletidas e desta forma não haver distorções.

As fronteiras viscosas funcionam como amortecedores, estas asseguram que o aumento de tensão na fronteira é absorvida e não refletida. A prática do emprego das condições de fronteira viscosas baseiam-se no método descrito por Lysmer e Kuhlmeyer, 1969 (Plaxis, 2012). Para tal são considerados dois coeficientes de amortecimento  $C_1$  e  $C_2$  de forma a melhorar o efeito de absorção. Estes tomam valores de  $C_1 = 1$  e  $C_2 = 0,25$ .



## Capítulo 4

### Exemplos de aplicação

#### 4.1. Enquadramento

No presente capítulo apresentam-se os resultados obtidos para os métodos descritos no capítulo 3 aplicados a uma barragem homogénea e a uma barragem zonada, constituindo dois exemplos de aplicação meramente académicos. Para a aplicação dos métodos e de forma a obter os deslocamentos e acelerações a que as barragens são sujeitas, aplica-se uma ação sísmica  $\ddot{u}_g$ , que representa a aceleração de base da barragem.

Para cada uma das barragens comparam-se as acelerações e deslocamentos obtidos com os diferentes métodos: método pseudo-estático, pseudo-dinâmico e dinâmico. Para o método pseudo-estático é considerada um coeficiente sísmico correspondente à aceleração estimada para a base da barragem. No método pseudo-dinâmico é considerada a aceleração na base da barragem, representada através do espectro de resposta e para o método dinâmico a ação sísmica está representada através de um acelerograma artificial. Os estudos do método pseudo-estático e pseudo-dinâmico foram efetuados para a ação sísmica correspondente aos sismos base de projeto e máximo expectável (RSB, 2007), para os dois tipos de ação sísmica (EC8, 2010). No método dinâmico somente foi considerada a ação sísmica para o sismo base de projeto da ação sísmica Tipo 1 (AT1).

#### 4.2. Ação sísmica

A estimativa da ação sísmica tem em conta o coeficiente de importância da estrutura, o tipo de terreno da fundação e a zona sísmica onde está inserida a barragem. Para todos estes parâmetros é tido em conta o disposto no EC8. Para efetuar os cálculos tem-se em conta que as barragens estão fundadas num terreno do tipo A na zona de Aljezur, que corresponde à zona sísmica 1.1 e 2.3, quando se trata da ação sísmica Tipo 1 (AT1) e Tipo 2 (AT2), respetivamente e que todos os sismos têm magnitude de  $M = 6,5$ . Seguidamente calcula-se o coeficiente de importância tendo em conta o período de retorno associado ao Sismo Base de Projeto (SBP) e ao sismo Máximo Expectável (SME). Por fim, obtém-se o valor da aceleração de base das barragens apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2. De notar, que os valores usados para a aceleração de base na aplicação dos vários métodos para a AT1-SME é de  $0,99g$  e para a AT2-SME é de  $0,68g$ , como descrito anteriormente, segundo o RSB.

A probabilidade da ação sísmica não ser excedida é calculada através da expressão 2.1. Assim, segundo o RSB, para o sismo base de projeto com a barragem em pleno armazenamento, considerando que a mesma tem uma vida útil de 100 anos, a probabilidade da ação sísmica não ser excedida durante este período é de 90,5%. Para o sismo máximo expectável considera-se a ação sísmica duas vezes maior e a probabilidade de não ser excedida é de 99%.

Por forma a aplicar os métodos descritos e a avaliar o comportamento das barragens de aterro às ações dinâmicas, recorre-se a espectros de resposta elásticos e ao acelerograma artificial. Os

espectros de resposta são calculados através das expressões 2.7, para um amortecimento compatível com a deformação de corte considerada para a barragem, pelo processo iterativo indicado na seção 3.3 do capítulo anterior.

O acelerograma artificial está representado na Figura 4.1 e foi obtido considerando somente a ação sísmica Tipo 1 para um período de retorno de 1000 anos, ou seja, considerando somente o acontecimento correspondente ao sismo base de projeto. O acelerograma apresentado tem uma aceleração máxima de  $\ddot{u}_{g,máx} = 5m/s^2$ .

Tabela 4.1: Aceleração de base para ação sísmica Tipo 1

Fase da vida da barragem	Tempo de vida da barragem (anos)	Período de retorno (anos)	P	$\gamma_I$	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{u}_g$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{u}_g$
Pleno armazenamento	100	SBP 1000	0,905	1,95	2,5	4,88	0,5g
		SME 10000	0,990	7,62		19,06	1,94g

Tabela 4.2: Aceleração de base para ação sísmica Tipo 2

Fase da vida da barragem	Tempo de vida da barragem (anos)	Período de retorno (anos)	P	$\gamma_I$	$a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{u}_g$ (m/s <sup>2</sup> )	$\ddot{u}_g$
Pleno armazenamento	100	SBP 1000	0,905	1,95	1,7	3,32	0,34g
		SME 10000	0,990	3,38		5,75	0,59g

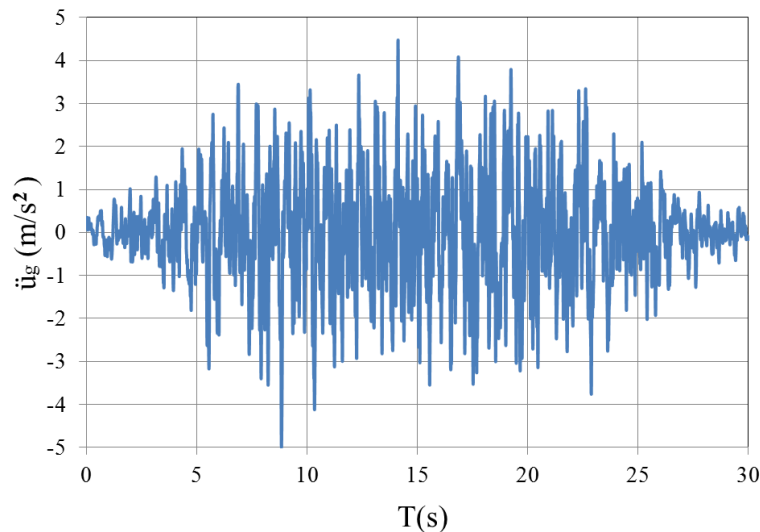


Figura 4.1: Acelerograma artificial

### 4.3. Barragens analisadas

Como anteriormente referido, os métodos foram aplicados a duas barragens distintas: uma barragem homogênea com 48m de altura e uma barragem zonada constituída por filtro, núcleo e com 40m de altura. As geometrias das barragens homogênea e zonada encontram-se representadas nas Figuras 4.2 e 4.3, respectivamente. As principais características e

propriedades adotadas com base na bibliografia consultada (Rampello *et al.* (2009) e Santana (2016)) das referidas barragens, estão presentes nas Tabelas 4.3 e 4.4.

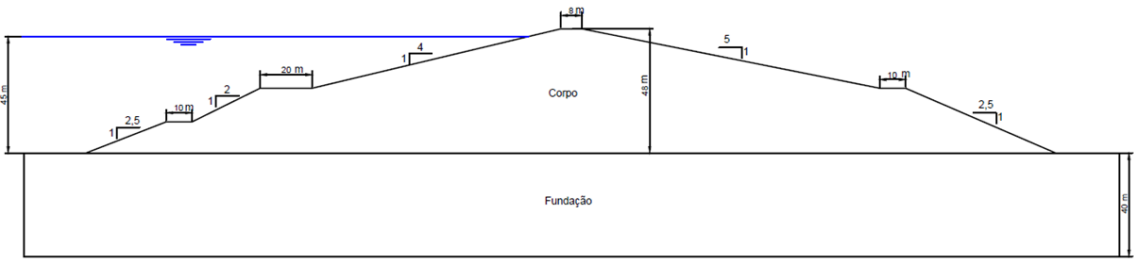


Figura 4.2: Geometria adotada para a barragem homogênea

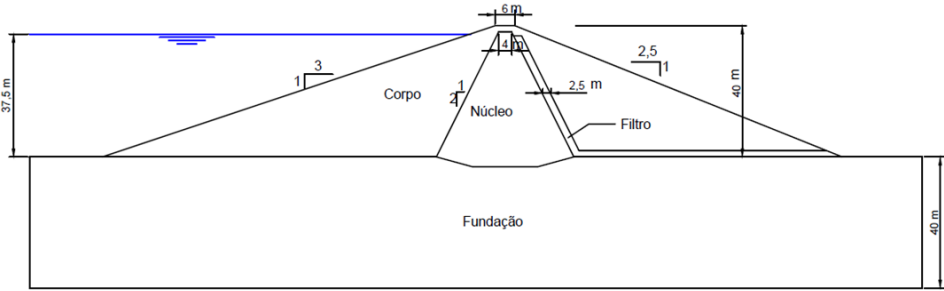


Figura 4.3: Geometria adotada para a barragem zonada

Tabela 4.3: Propriedades dos solos da barragem homogênea

Propriedades	Corpo	Fundação
Peso volúmico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16	20
Peso volúmico saturado $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	22
Módulo de elasticidade $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$298,5 \times 10^3$	$363,8 \times 10^3$
Coefficiente de Poisson $\nu$	0,3	0,3
Coesão $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	30	60
Ângulo de resistência ao corte $\phi'$ (°)	30	25

Tabela 4.4: Propriedades dos solos da barragem zonada

Propriedades	Corpo	Filtro	Núcleo	Fundação
Peso volúmico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	18,5	20,5	23
Peso volúmico saturado $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,6	19	24,8	24
Módulo de elasticidade $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$30 \times 10^3$	$20 \times 10^3$	$10 \times 10^3$	$100 \times 10^3$
Coefficiente de Poisson $\nu$	0,3	0,3	0,4	0,3
Coesão $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1	0	10	100
Ângulo de resistência ao corte $\phi'$ (°)	34	32	25	35

Para esta análise foram consideradas quatro superfícies de deslizamento distintas (Faustino, 2009), (Figura 4.4 e 4.5) de forma a avaliar o comportamento das barragens em relação aos deslocamentos e acelerações, resultantes da ação dinâmica ao longo da altura das mesmas. Estas superfícies, localizadas no paramento de jusante da barragem, variam em altura ( $z/H$ ), onde  $z$  é a cota de referência com  $z = 0$  no coroamento da barragem e  $H$  é a altura da barragem com  $H = 0$  na base da mesma.

Para obter as superfícies de deslizamento, recorreu-se ao programa de cálculo automático de equilíbrio limite, o Slope, onde se aplica experimentalmente uma aceleração crítica que leva a um FS unitário para cada superfície de deslizamento. Através da Tabela 4.5, visualiza-se as acelerações críticas para as superfícies de deslizamento mencionadas anteriormente.

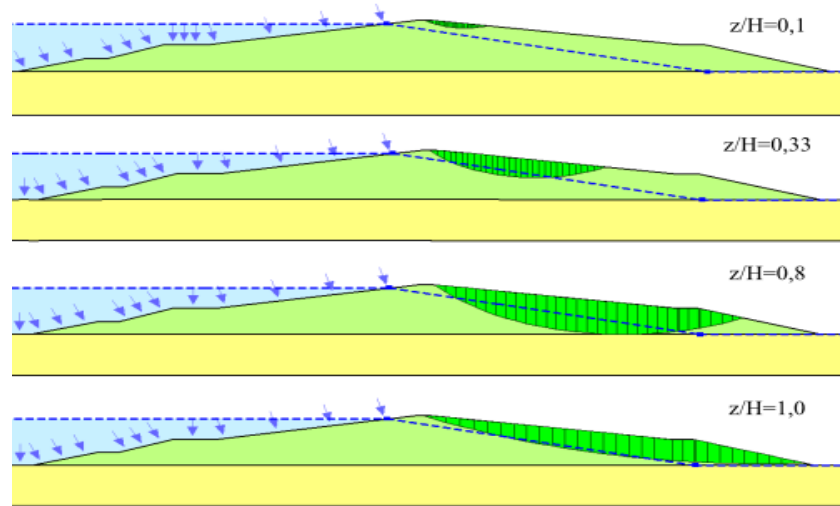


Figura 4.4: Superfícies de deslizamento para a barragem homogénea

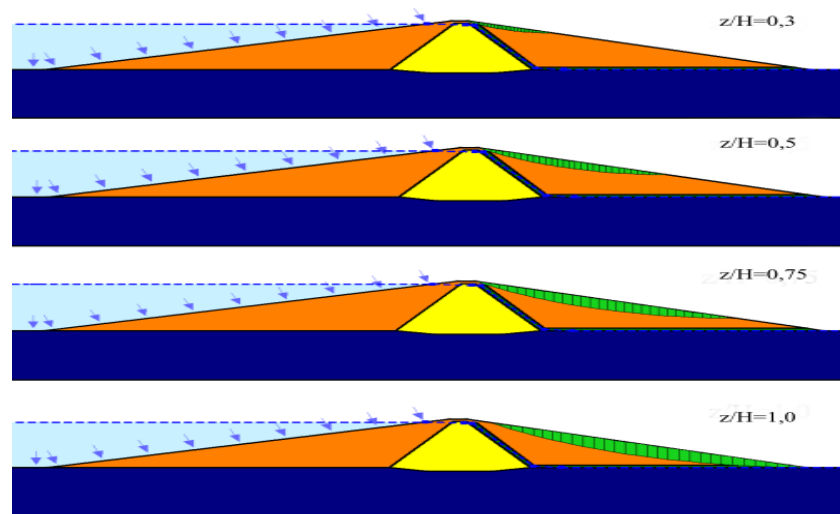


Figura 4.5: Superfícies de deslizamento para a barragem zonada

Tabela 4.5: Superfícies de deslizamento e respetivos valores da aceleração crítica

Homogénea				
$z/H$	1	0,8	0,33	0,1
$a_c$ (g) para FS=1	0,44	0,49	0,67	1,10
Zonada				
$z/H$	1	0,75	0,5	0,3
$a_c$ (g) para FS=1	0,25	0,26	0,26	0,29

Estas acelerações críticas utilizam-se no estudo do método pseudo-dinâmico e dos métodos empíricos de deslocamentos.

#### 4.4. Método pseudo-estático

Na aplicação deste método, recorreu-se ao programa de cálculo indicado anteriormente de forma a obter um fator de segurança FS para cada ação sísmica. O FS nas barragens foi obtido considerando o método Morgenstern-Price e os valores dos coeficientes sísmicos correspondentes às acelerações de base para a AT1:  $0,5g$  para o SBP e  $0,99g$  para o SME e para a AT2:  $0,34g$  para o SBP  $0,68g$  e para o SME. Os resultados dos fatores de segurança podem ser visualizados na Figura 4.6 e Figura 4.7, para a barragem homogénea e barragem zonada respetivamente, para as quatro superfícies de deslizamento referidas anteriormente. Note-se que nas figuras abaixo representadas, à esquerda encontram-se as superfícies de deslizamento mais profundas.

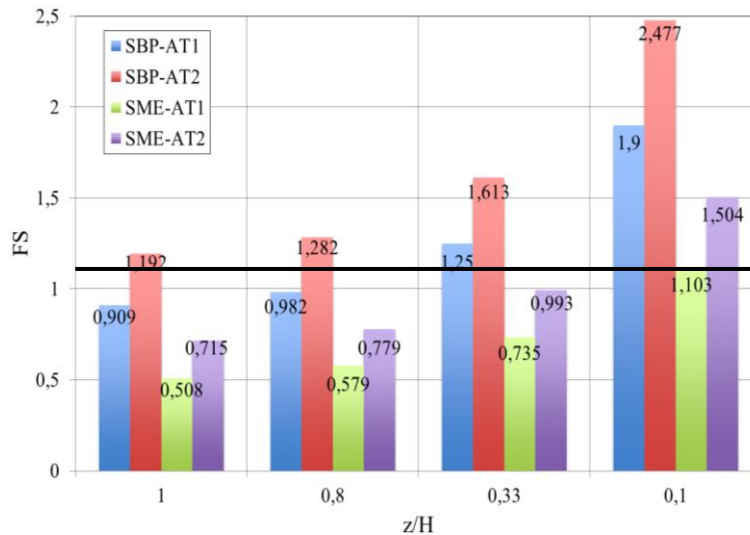


Figura 4.6: Fatores de segurança para a barragem homogénea

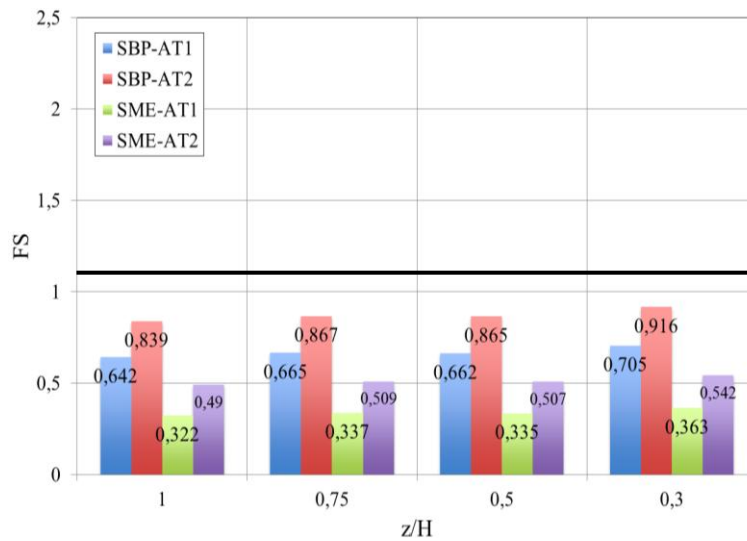


Figura 4.7: Fatores de segurança para a barragem zonada

Segundo o RSB a verificação da segurança à solicitação sísmica em pleno armazenamento é obtida no paramento de jusante para um fator de segurança maior do que 1,1. Assim, analisando os resultados obtidos, verifica-se que a barragem zonada não verifica a segurança para nenhuma das ações sísmicas. A barragem homogénea verifica a segurança para o SME, na superfície mais próxima do coroamento. Para o SBP a segurança é verificada para a AT2 na totalidade das superfícies analisadas e para a AT1 a mesma só é verificada ligeiramente a partir do meio da altura da barragem.

Tendo em conta os coeficientes sísmicos das ações sísmicas analisadas e indicadas anteriormente, verifica-se que quanto maior forem estes valores em relação aos valores das acelerações críticas de cada superfície em estudo, menor será o FS.

Relativamente à superfície de deslizamento mais superficial, ou seja,  $z/H = 0,1$  no caso da barragem homogénea e  $z/H = 0,3$  no caso da barragem zonada, verifica-se que por se tratar de uma superfície de deslizamento muito superficial e que a mesma representa pequenos deslizamentos de solo em caso de instabilidade, o que não afeta a segurança das barragens. Assim todos os cálculos efetuados seguidamente não têm em consideração esta superfície de deslizamento.

## 4.5. Método pseudo-dinâmico

Como referido no capítulo anterior, pretende-se descobrir o valor da aceleração no coroamento das barragens, que resulta da amplificação da aceleração de base imposta pelas ações dinâmicas e posteriormente os respetivos deslocamentos. Na aplicação do método recorre-se ao processo iterativo descrito anteriormente na secção 3.3.

Tendo em consideração as ações sísmicas obtidas (ver Tabela 4.1 e 4.2) perante a escolha do local de estudo para a implantação das barragens, bem como as características das mesmas, como a massa volúmica  $\rho$ , a altura  $H$ , o módulo de distorção máximo  $G_{máx}$  e a velocidade das

ondas de corte máximas  $V_{s,máx}$ , representada na Tabelas 4.6, obtém-se assim por este método as acelerações amplificadas no coroamento apresentadas na Tabela 4.7. Estas acelerações resultam das propriedades finais consideradas, apresentadas no Anexo A na Tabela A.1 resultantes do processo iterativo mencionado anteriormente.

Tabela 4.6: Propriedades usadas para o cálculo da aceleração no coroamento das barragens

	Homogénea	Zonada
H (m)	48	40
$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1,63	2,07
$V_{s,máx}$	350	350
$G_{máx}$ (kN/m <sup>2</sup> )	199796,13	253907,58

Tabela 4.7: Acelerações no coroamento para a Ação Sísmica Tipo 1 e Tipo 2

Barragem	$\ddot{u}_{máx}$ (m/s <sup>2</sup> )			
	AT1		AT2	
	SBP	SME	SBP	SME
Homogénea	14,25	23,06	9,73	16,92
Zonada	15,56	24,33	10,19	17,50

Como seria de esperar, as acelerações no coroamento para a AT1 são mais elevadas do que para a AT2, tal deve-se ao facto da aceleração de base ser maior. Os valores obtidos para as acelerações máximas no coroamento das barragens são muito elevados, tal deve-se ao facto de que o local escolhido para a implantação das barragens é propício a uma maior intensidade sísmica. Sendo assim, a aceleração máxima de referência para a AT1 é a mais gravosa de valor  $a_{gr} = 2,5 \text{ m/s}^2$  e para AT2 o valor não tão elevado de  $a_{gr} = 1,7 \text{ m/s}^2$ . Assim, verifica-se também que existe amplificação da aceleração nas duas ações consideradas, para as duas barragens analisadas, o qual pode ser notado pela Figura 4.8 no caso da barragem homogénea e pela Figura 4.9 no caso da barragem zonada.

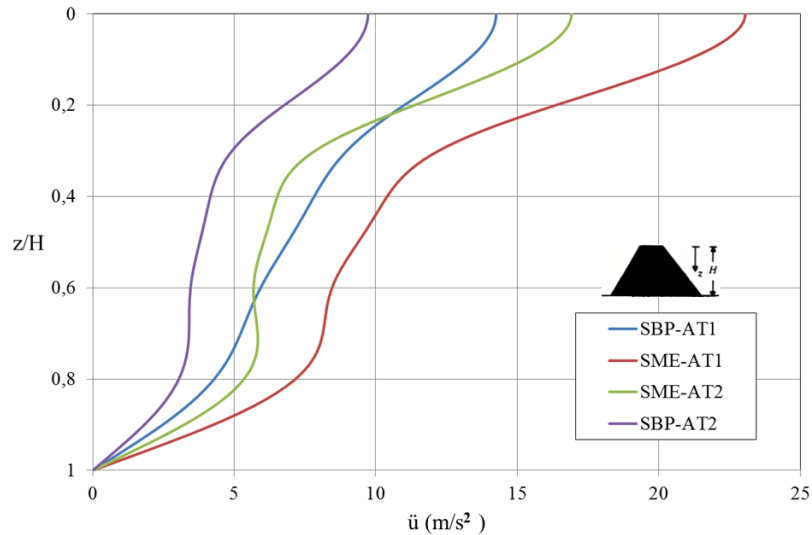


Figura 4.8: Amplificação da aceleração na barragem homogénea

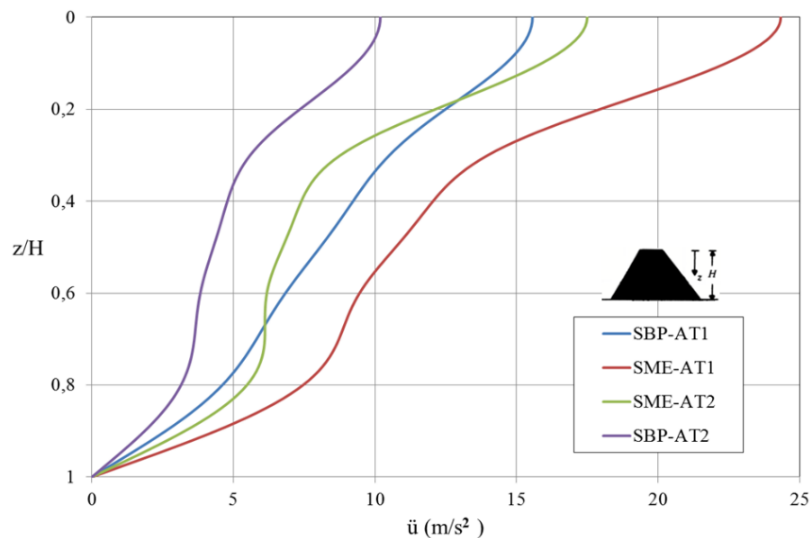


Figura 4.9: Amplificação da aceleração na barragem zonada

O espectro de resposta é obtido após conhecimento dos valores da distorção média equivalente, ou seja, no final do processo iterativo, para que o valor do amortecimento aplicado seja compatível (ver Tabela A.1 em Anexo ). O espectro de resposta pode ser analisado pela Figura 4.10, para as ações sísmicas distintas e respetivos valores de correção do amortecimento.

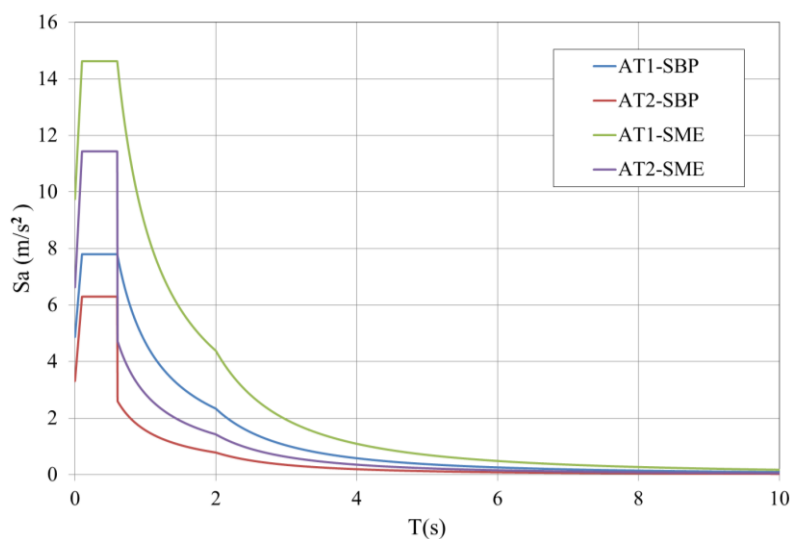


Figura 4.10: Espectros de resposta elásticos

Como referido, este método permite efetuar uma estimativa dos deslocamentos horizontais utilizando para tal, os ábacos das Figuras 3.8 e 3.9. Assim, após conhecimento dos valores máximos das acelerações no coroamento das barragens, é possível obter os valores das acelerações nas superfícies de deslizamento indicadas anteriormente e assim estimar os valores do deslocamento das várias superfícies. Para tal, teve-se em consideração o rácio entre a aceleração nas superfícies e a aceleração máxima no coroamento e o período próprio do primeiro modo de vibração da barragem. De notar que, só existe deslocamento se as acelerações nas superfícies de deslizamento forem maiores do que a aceleração crítica de cada superfície. Se



forem menores, a massa de solo não se desloca. Através das Tabela A.2 para a AT1 e Tabela A.3 para a AT2, apresenta-se quais as superfícies de deslizamento que efetivamente deslizam ou não, ou seja, quais as superfícies que possuem deslocamento e os resultados dos mesmos.

Através das Figuras 4.11 e 4.12 pode-se visualizar os resultados alcançados para as duas barragens consoante a ação sísmica imposta.

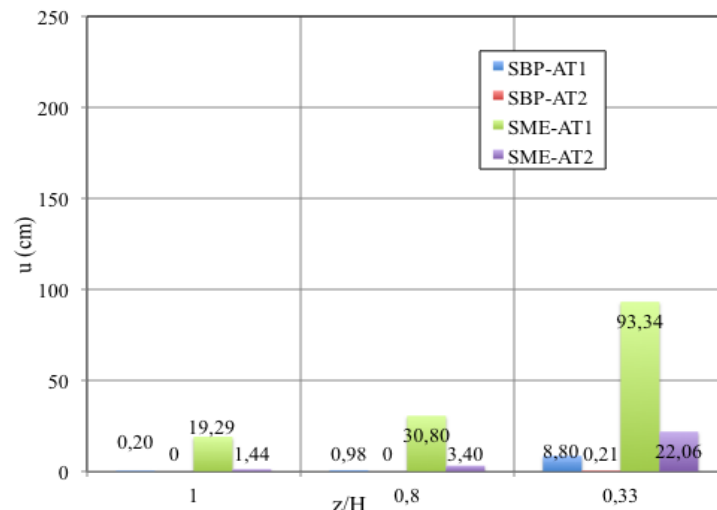


Figura 4.11: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea

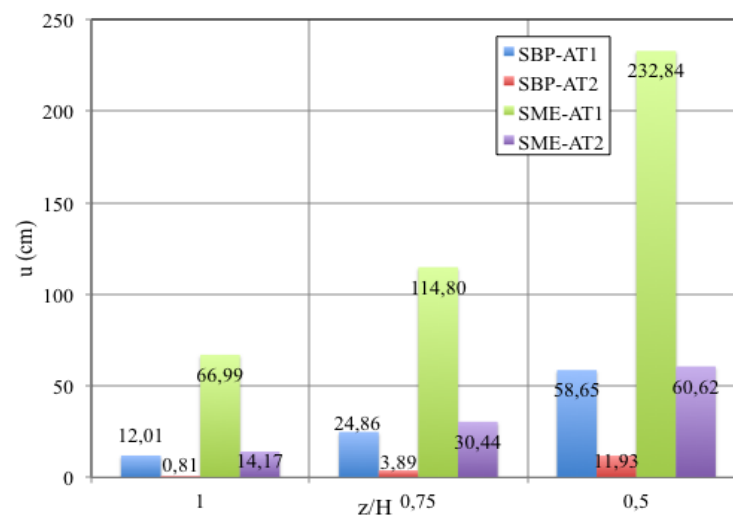


Figura 4.12: Deslocamentos estimados para a barragem zonada

Analisando a Figura 4.11 que indica os deslocamentos permitidos pela barragem homogénea e a Figura 4.12 que traduz os deslocamentos a que a barragem zonada está sujeita, como seria de esperar, as ações que provocam maior deslocamentos são as relativas ao SME. Assim, consoante a ação sísmica imposta na base das barragens aumenta de valor, os deslocamentos aumentam também.

Verifica-se que à medida que o  $z/H$  diminui, ou seja, mais perto do coroamento, os deslocamentos aumentam tanto para a barragem zonada como para a barragem homogénea.

De reparar que para as maiores acelerações no coroamento das barragens, maiores e mais discrepantes são os deslocamentos dos restantes valores obtidos. Tendo em conta que as barragens estudadas são de aterro e que os deslocamentos podem assumir valores que coloquem em causa as infraestruturas que estão instaladas nas mesmas, como por exemplo, acessos ou equipamentos de medição e controlo das barragens e tendo como perspetiva minimizar eventuais efeitos da ação sísmica mais desfavorável, deve-se ponderar quais os deslocamentos possíveis que essas infraestruturas podem sofrer, para que não comprometam o devido funcionamento. Para tal, adota-se se necessário uma solução construtiva de forma a que os danos provocados pelos deslocamentos não comprometam o devido funcionamento das barragens.

#### 4.6. Métodos empíricos de deslocamentos

Os deslocamentos obtidos através destes métodos podem ser observados pelas figuras que se seguem. Os valores estimados têm em conta todas as superfícies de deslizamento, para cada aceleração crítica (ver Tabela 4.5) e todas as ações sísmicas representadas na Tabela 4.1 para a AT1 e na Tabela 4.2 para a AT2. Para o método de Jansen (ver equação 3.28) foi considerado uma aceleração máxima no coroamento representada na Tabela 4.7 para a AT1 para AT2 e uma magnitude de  $M = 6,5$  tanto para este, como para o método de Jibson (ver equação 3.30) Para o método de Saygili e Rathje (ver equação 3.35) considerou-se a velocidade de pico do solo  $\dot{u}_{m\acute{a}x}$  (ver expressão 3.33) e a Intensidade de Arias  $I_a$  (ver expressão 3.34) descritos na Tabela 4.8.

Através das Tabelas 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 estão representados os resultados dos deslocamentos para o presente método.

Tabela 4.8: Valores da Intensidade de Arias e da velocidade de pico

Ação sísmica	$I_a$ (m/s)	$\dot{u}_{m\acute{a}x}$ (cm/s)
AT1 SBP	0,11	102,10
AT1 SME	0,37	204,20
AT2 SBP	0,04	69,43
AT2 SME	0,14	138,86

Tabela 4.9: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea segundo o SBP

$z/H$	AT1			AT2		
	1,0	0,8	0,33	1,0	0,8	0,33
u (cm)						
Ambraseys e Menu (1988)	$3,78 \times 10^{-2}$	$1,64 \times 10^{-4}$	-	-	-	-
Jansen (1990)	73,56	66,27	46,08	40,05	34,51	18,92
Jibson (2007)	$8,46 \times 10^{-3}$	$5,30 \times 10^{-5}$	-	-	-	-
Bray e Travarasrou (2007)	0,91	0,46	$5,93 \times 10^{-2}$	$6,28 \times 10^{-2}$	$3,03 \times 10^{-2}$	$3,31 \times 10^{-3}$
Singh <i>et al.</i> (2007)	$5,47 \times 10^{-2}$	$4,07 \times 10^{-2}$	$1,67 \times 10^{-2}$	$1,85 \times 10^{-2}$	$1,34 \times 10^{-2}$	$5,14 \times 10^{-3}$
Saygili e Rathje (2008)	$2,28 \times 10^{-5}$	$5,34 \times 10^{-8}$	$\approx 0$	$\approx 0$	$\approx 0$	$\approx 0$

Tabela 4.10: Deslocamentos estimados para a barragem homogénea segundo o SME

z/H	AT1			AT2		
	1,0	0,8	0,33	1,0	0,8	0,33
u (cm)						
Ambraseys e Menu (1988)	4,40	3,08	0,72	0,88	0,43	$4,83 \times 10^{-5}$
Jansen (1990)	138,73	128,02	98,89	93,26	84,94	62,04
Jibson (2007)	0,95	0,65	0,15	0,18	$8,77 \times 10^{-2}$	$1,71 \times 10^{-5}$
Bray e Travarasrou (2007)	72,97	41,03	6,96	6,80	3,62	0,53
Singh <i>et al.</i> (2007)	0,31	0,24	0,11	$1,22 \times 10^{-1}$	$9,28 \times 10^{-2}$	$4,01 \times 10^{-2}$
Saygili e Rathje (2008)	4,95	2,16	0,09	$4,00 \times 10^{-2}$	$7,94 \times 10^{-3}$	$4,65 \times 10^{-8}$

Tabela 4.11: Deslocamentos estimados para a barragem zonada segundo o SBP

z/H	AT1			AT2		
	1,0	0,75	0,5	1,0	0,75	0,5
u (cm)						
Ambraseys e Menu (1988)	2,86	2,47	2,47	0,37	0,26	0,26
Jansen (1990)	128,74	125,29	125,29	75,95	73,53	73,53
Jibson (2007)	0,60	0,51	0,51	0,07	0,05	0,05
Bray e Travarasrou (2007)	23,27	18,88	18,88	2,13	1,70	1,70
Singh <i>et al.</i> (2007)	0,23	0,21	0,21	0,09	0,08	0,08
Saygili e Rathje (2008)	0,40	0,29	0,29	$1,30 \times 10^{-3}$	$5,73 \times 10^{-4}$	$5,73 \times 10^{-4}$

Tabela 4.12: Deslocamentos estimados para a barragem zonada segundo o SME

z/H	AT1			AT2		
	1,0	0,75	0,5	1,0	0,75	0,5
u (cm)						
Ambraseys e Menu (1988)	17,18	15,91	15,91	7,30	6,59	6,59
Jansen (1990)	214,87	209,75	209,75	147,72	143,90	143,90
Jibson (2007)	4,35	3,97	3,97	1,64	1,47	1,47
Bray e Travarasrou (2007)	1120,48	941,83	941,83	138,72	114,33	114,33
Singh <i>et al.</i> (2007)	1,05	0,97	0,97	0,47	0,43	0,43
Saygili e Rathje (2008)	164,61	135,06	135,06	4,91	3,78	3,78

Após análise dos resultados, verifica-se que para todos os autores a premissa que os deslocamentos diminuem à medida que a profundidade da superfície de deslizamento é maior. Assim, para as duas barragens os deslocamentos são maiores na base das mesmas aquando  $z/H = 1$  ou seja, a superfície de deslizamento mais profunda. Verifica-se também que quando a aceleração crítica é maior do que a aceleração máxima aplicada na base das barragens, as expressões dos autores Ambraseys e Menu (1988) e Jibson (2007) não se aplicam.

Examinando os deslocamentos de cada autor, constata-se que a expressão usada por Jansen (1990) é a que estima maiores deslocamentos para todas as ações sísmicas nas duas barragens, excepto para a barragem zonada aplicando a AT1-SME. Para este autor o deslocamento depende da magnitude do sismo, da aceleração máxima no coroamento e da aceleração crítica

de cada superfície de deslizamento. Para a AT1-SME os maiores valores de deslocamentos são dados pela expressão do autor Bray e Travarasrou (2007), que considera a aceleração crítica e a aceleração de base para o cálculo dos deslocamentos. Verifica-se assim, que são para estes autores que ocorrem os maiores deslocamentos para as ações consideradas e que os mesmos não têm em consideração o rácio entre a aceleração crítica e a aceleração de base, na estimativa dos deslocamentos.

## 4.7. Método dinâmico

Para a modelação da análise sísmica no programa de elementos finitos, Plaxis é necessário considerar os seguintes passos:

- construção da geometria da barragem, definindo os diferentes materiais das diferentes zonas da mesma, introduzindo os parâmetros de caracterização dos materiais;
- aplicação das condições de fronteira;
- geração da malha de elementos finitos;
- definição das fases de cálculo na análise numérica.

A análise numérica é realizada em cinco fases de cálculo. A fase zero conta com as tensões iniciais instaladas no solo. A primeira fase, em análise plástica, tem em conta a construção já final da barragem. A segunda fase, também em análise plástica, conta com o enchimento da albufeira. Na terceira fase é realizada a fase dinâmica e na última fase considera-se a análise da segurança. Na primeira e na segunda fase o comportamento não drenado é ignorado e os deslocamentos são colocados a zero. Tendo em conta que na fase dinâmica é importante realizar a definição coerente do número de sub-passos  $n_p$  (ver secção 3.6). Através da expressão 3.46 da secção 3.6 obtém-se que para  $T_p = 30s$ , um número de passos de cálculo  $m_p = 250$  e o passo de tempo  $\Delta t = 0,005s$ , obtém-se um número de sub-passos  $n_p = 24$ .

O sismo é modelado através da imposição de um deslocamento prescrito na base da barragem (ver Figura 4.13 para a barragem homogénea e Figura 4.20 para a barragem zonada). Este é definido tomando o valor unitário no eixo horizontal e fixo no eixo vertical (Plaxis, 2012). Este deslocamento servirá de aplicação para o acelerograma (ver Figura 4.1) na fase de cálculo dinâmica.

Tendo em conta que o modelo usado para este estudo é o modelo de Morh-Coulomb e o mesmo não tem em conta o comportamento histerético do solo (Charatpangoon B. *et al.* (2014), considerou-se dois casos distintos de forma a observar a influência do amortecimento de Rayleigh no presente estudo. No primeiro caso, caso (a), considerou-se um amortecimento de  $\xi = 5\%$  para o corpo da barragem e  $\xi = 2\%$  para a fundação. Para o segundo, caso (b), considerou-se amortecimentos de  $\xi = 8\%$  para o corpo da barragem e  $\xi = 5\%$  para a fundação. Através dos valores descritos na Tabela 4.13 e da expressão 3.41 obtém-se os valores das frequências a colocar no Plaxis de forma a contabilizar os parâmetros de Rayleigh. As velocidades das ondas de corte para a barragem zonada foram obtidas tendo em consideração a velocidade das ondas de corte de todos os materiais constituintes do corpo da barragem. De notar que os valores das frequências são mais elevados no estudo da barragem homogénea pois, as velocidades das ondas de corte são maiores.

Tabela 4.13: Valores em consideração para aplicação dos coeficientes de Rayleigh no Plaxis

		$V_s$ (m/s)	H (m)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
Homogénea	Corpo	265,2	48	2,11	4,86
	Fundação	261,8	40	2,5	5,75
Zonada	Corpo	58,95	40	0,563	1,222
	Fundação	128		1,295	2,811

### 4.7.1. Barragem homogénea

Na Figura 4.13 representam-se as condições de fronteira consideradas neste modelo, permitindo os deslocamentos verticais e impedindo os horizontais nas laterais da fundação. Na base desta todos os deslocamentos são restringidos. Em toda a fundação consideram-se fronteiras absorventes das ondas sísmicas de forma a evitar a reflexão das mesmas. Antes do enchimento da albufeira, considera-se que existe água a meio da fundação.

Na Figura 4.14 está representado o nível de água na barragem em pleno armazenamento e na Figura 4.15 a malha de elementos finitos de 15 nós.

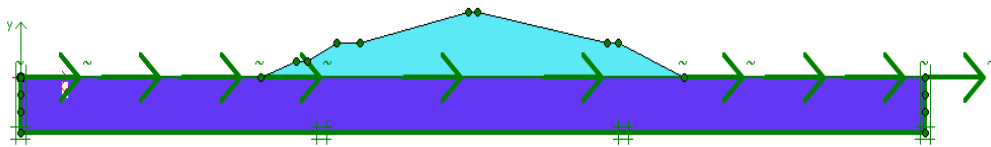


Figura 4.13: Representação da geometria, condições de fronteira e deslocamento prescrito da barragem homogénea

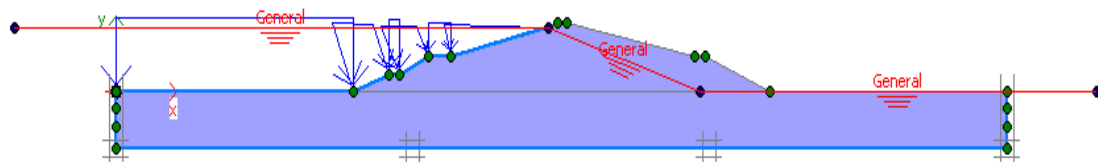


Figure 4.14: Nível freático da barragem homogénea

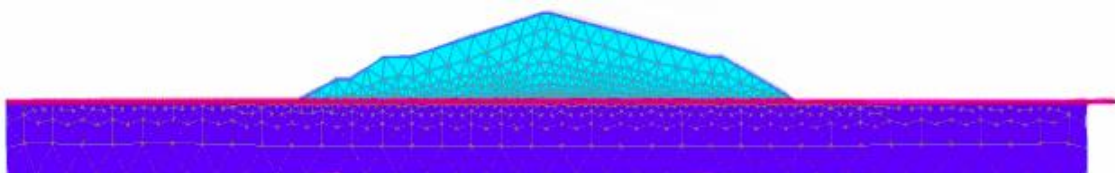


Figura 4.15: Malha de elementos finitos da barragem homogénea

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos. A deformação da barragem (Figura 4.16), os deslocamentos horizontais (Figura 4.17) e verticais (Figura 4.18) e a aceleração horizontal (Figura 4.19). Todos estes valores são observados após a fase dinâmica.

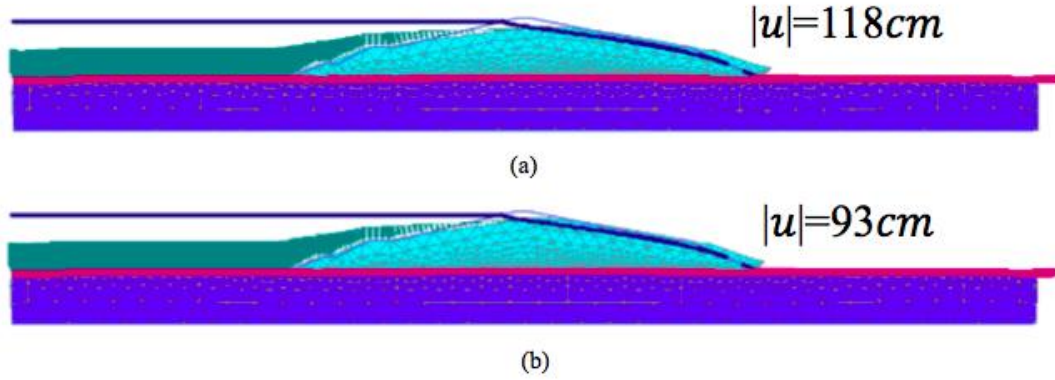


Figura 4.16: Deformação da barragem homogénea no final da análise dinâmica: (a)  $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$  e  $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$  e  $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$

Através da Figura 4.16 obtém-se o valor da máxima deformação que ocorre após a análise dinâmica. Para o caso (a), obtém-se uma máxima deformação de  $|u| = 118 \text{ cm}$  e para o caso (b), obtém-se uma máxima deformação de  $|u| = 93 \text{ cm}$ . Como seria de esperar, a deformação maior alcançada, ocorre quando o solo tem um menor amortecimento pois, a sua capacidade de dissipar a energia é menor.

Na Figura 4.17 apresentam-se os deslocamentos horizontais em função do tempo em três cotas diferentes ao longo do corpo da barragem de aterro homogénea. Estas cotas pretendem descrever o comportamento dos deslocamentos no eixo central da barragem ao longo da altura da mesma.

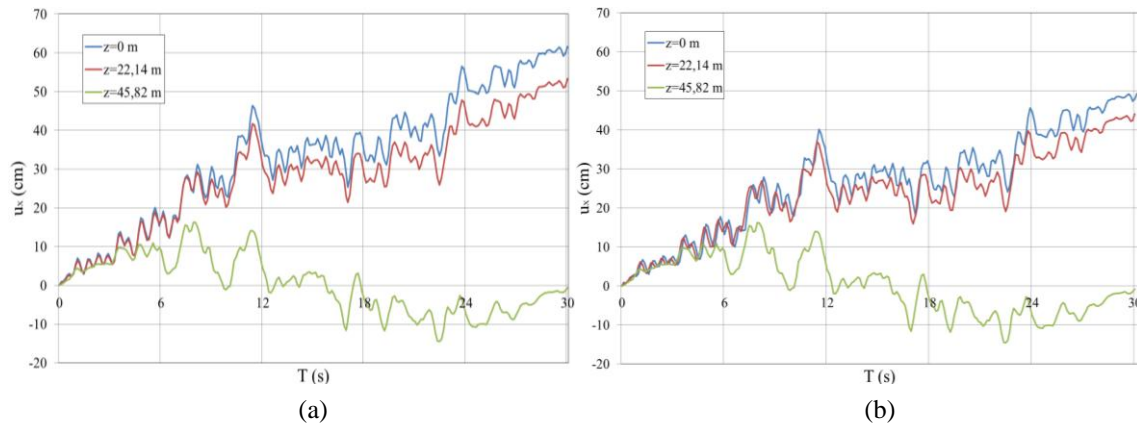


Figura 4.17: Deslocamentos horizontais ao longo do tempo: (a)  $\xi_{\text{corpo}} = 5\%$  e  $\xi_{\text{fundação}} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{\text{corpo}} = 8\%$  e  $\xi_{\text{fundação}} = 5\%$

Visualiza-se que no caso (a), o deslocamento horizontal no coroamento da barragem ( $z = 0 \text{ m}$ ) vai aumentando de valor ao longo do tempo atingindo um valor máximo de  $u_{x,\text{máx}} = 62 \text{ cm}$  ao fim de 30 segundos. Para a cota  $z = 22,14 \text{ m}$ , consta-te igualmente que o deslocamento

horizontal aumenta à medida que o tempo aumenta, atingindo o valor máximo de  $u_{x,máx} = 53 \text{ cm}$  ao fim de 30 segundos. Para a cota  $z = 45,82 \text{ m}$  (próximo da base da barragem), o deslocamento horizontal vai oscilando gradualmente o seu valor, atingindo um valor máximo de  $u_{x,máx} = 16 \text{ cm}$  aos 8 segundos. Analisando a Figura 4.17 no caso (b), verifica-se novamente um comportamento idêntico dos deslocamentos horizontais relativo ao caso (a) isto é, os deslocamentos aumentam com o decorrer do tempo. Para o coroamento, o deslocamento horizontal máximo é de  $u_{x,máx} = 49 \text{ cm}$ , para a cota  $z = 22,14 \text{ m}$  o seu valor é de  $u_{x,máx} = 44 \text{ cm}$  e para a base da barragem o valor é igual ao apresentado no caso (a).

Comparando os valores dos deslocamentos horizontais nos dois casos, observa-se que para um maior amortecimento os deslocamentos são menores, excepto o que acontece na base da barragem em que os deslocamentos têm igual valor. Constata-se também nos dois casos que os deslocamentos horizontais aumentam em função da altura da barragem.

Na Figura 4.18 apresentam-se os deslocamentos verticais durante a fase dinâmica em três cotas distintas no centro do corpo da barragem. Estes não têm em conta o processo construtivo por camadas característico em barragens de aterro.

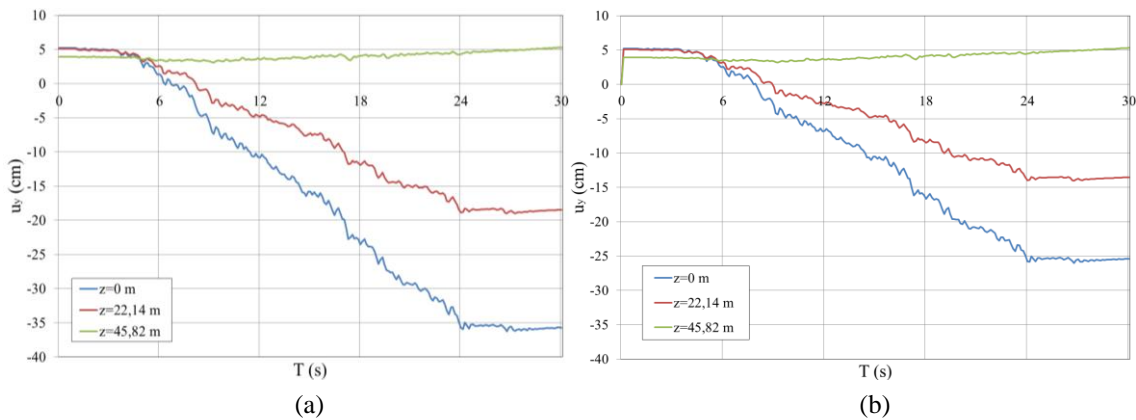


Figura 4.18: Deslocamentos verticais durante a análise dinâmica: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Verifica-se que no caso (a) os deslocamentos verticais aumentam ao longo do tempo. De referir que para o coroamento da barragem o valor em módulo do deslocamento vertical aumenta, atingindo o seu valor máximo  $|u_{y,máx}| = 36 \text{ cm}$  no final da fase dinâmica. Para a cota  $z = 22,14 \text{ m}$  o deslocamento máximo ocorre igualmente para 30 segundos com um valor de  $|u_{y,máx}| = 19 \text{ cm}$ . Próximo da base da barragem, o deslocamento vertical tem um aumento pouco significativo ao longo do tempo, atingindo o seu valor máximo aos 30 segundos de  $u_{y,máx} = 5,3 \text{ cm}$ . No caso (b) o cenário é idêntico, diferenciando-se os valores máximos dos deslocamentos. Assim, para a cota do coroamento da barragem o valor máximo do deslocamento vertical é de  $|u_{y,máx}| = 26 \text{ cm}$ , para a cota  $z = 22,14 \text{ m}$  é de  $|u_{y,máx}| = 14 \text{ cm}$  e para a cota na base da barragem tem o valor igual ao deslocamento vertical do caso (a).

Comparando os valores dos deslocamentos verticais nos dois casos e tal como o já observado para os deslocamentos horizontais, quanto maior o amortecimento, menores são os deslocamentos verticais verificados no final da fase dinâmica. Verifica-se que os deslocamentos verticais aumentam de valor com a altura da barragem de aterro.

Através da Figura 4.19 visualiza-se a resposta em termos de aceleração horizontal durante a fase dinâmica, analisada em três cotas distintas ao longo do corpo da barragem.

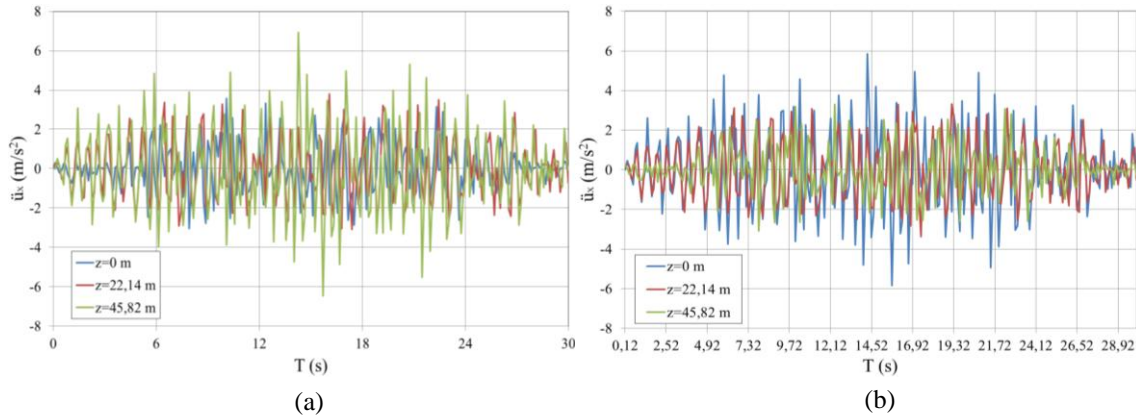


Figura 4.19: Aceleração horizontal durante a análise dinâmica: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Para o caso (a), a aceleração horizontal tem o valor máximo de  $\ddot{u}_{x,máx} = 3,57 \text{ m/s}^2$  aos 10 segundos no coroamento da barragem. Para a cota  $z = 22,14 \text{ m}$  a aceleração horizontal tem um valor de  $\ddot{u}_{x,máx} = 3,8 \text{ m/s}^2$  aos 16 segundos e próximo da base da barragem o valor é de  $\ddot{u}_{x,máx} = 6,9 \text{ m/s}^2$  atingido aos 14 segundos. Para o caso (b) a aceleração horizontal tem valores no coroamento de  $\ddot{u}_{x,máx} = 5,85 \text{ m/s}^2$  aos 14 segundos, para  $z = 22,14 \text{ m}$  para  $|\ddot{u}_{x,máx}| = 3,37 \text{ m/s}^2$  aos 17 segundos e próximo da base da barragem de  $\ddot{u}_{x,máx} = 3,31 \text{ m/s}^2$  aos 12 segundos.

$\ddot{u}_x$

#### 4.7.2. Barragem zonada

Na Figura 4.20 representam-se as condições de fronteira consideradas neste modelo para análise dinâmica na barragem de aterro zonada. Estas foram adotadas de forma idêntica ao modelo da barragem homogênea representada anteriormente.

Na Figura 4.21 está representado o nível de água na barragem e na Figura 4.22 a malha de elementos finitos de 15 nós.

Todos os resultados apresentados seguem a mesma metodologia apresentada anteriormente para a barragem homogênea.

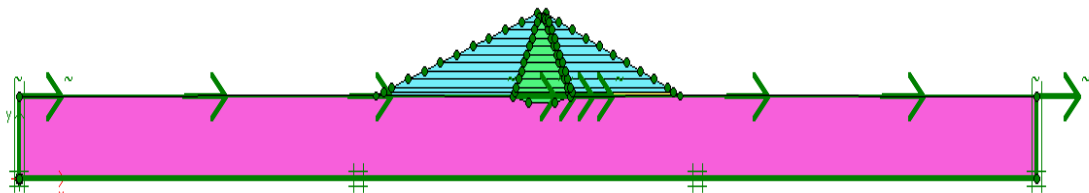


Figura 4.20: Representação da geometria, condições de fronteira e deslocamento prescrito da barragem zonada



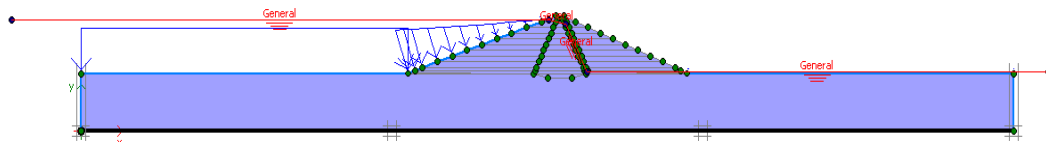


Figura 4.21: Nível freático da barragem zonada

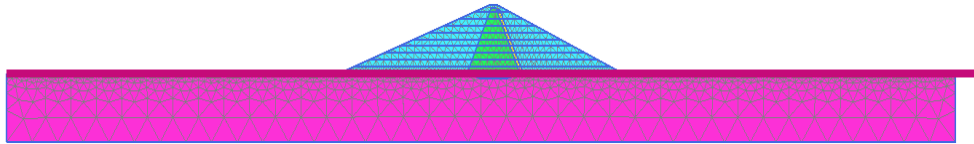


Figura 4.22: Malha de elementos finitos da barragem zonada

Nas figuras seguintes apresentam-se os resultados obtidos no final da fase dinâmica, nomeadamente a deformação da barragem (Figura 4.23), os deslocamentos horizontais (Figura 4.24) e verticais (Figura 4.25) e a aceleração horizontal (Figura 4.26).

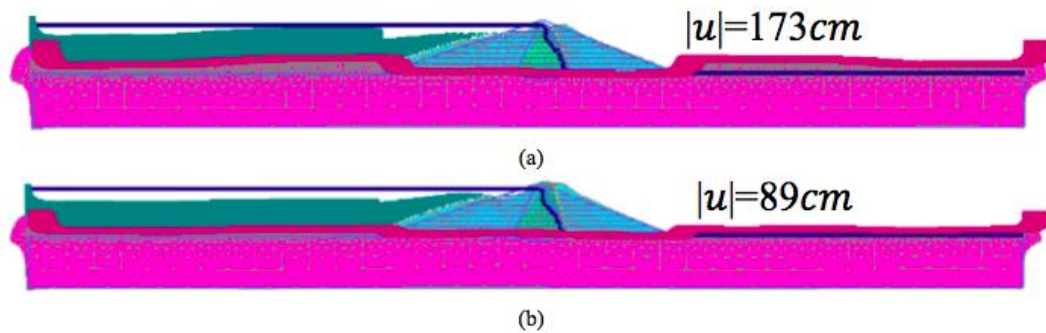


Figura 4.23: Deformação da barragem zonada no final da análise dinâmica: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Através da Figura 4.23 obtém-se o valor da máxima deformação que ocorre após a análise dinâmica. No caso (a), a máxima deformação tem valor de  $|u| = 173 \text{ cm}$ , para o caso (b), obtém-se uma máxima deformação de  $|u| = 89 \text{ cm}$ . Tal como analisado no caso da barragem homogênea, para menores amortecimentos maior será a deformação da barragem de aterro.

Através da Figura 4.24 observam-se os deslocamentos horizontais em função do tempo em três cotas diferentes ao longo do eixo central do corpo da barragem de aterro zonada de forma estudar a influência da altura da barragem na estimativa dos deslocamentos.

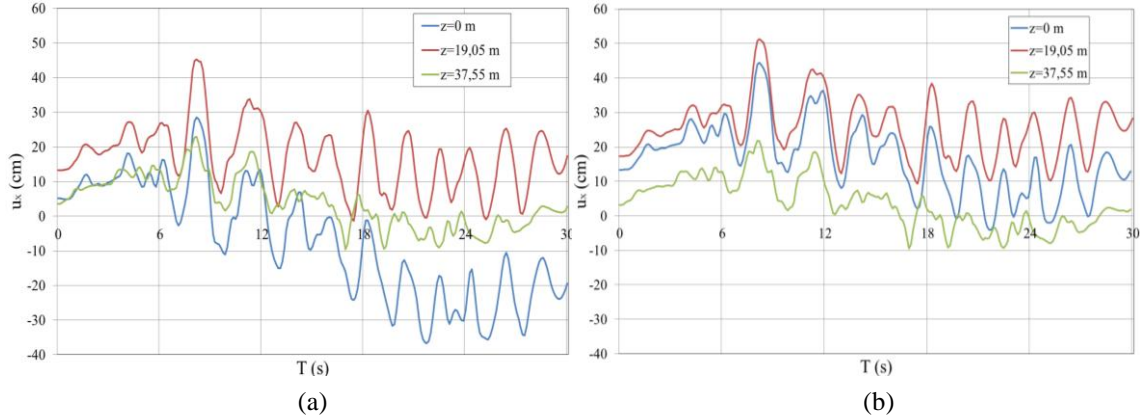


Figura 4.24: Deslocamentos horizontais ao longo do tempo: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Observa-se no caso (a) que o deslocamento horizontal no coroamento da barragem ( $z = 0\text{ m}$ ) atinge o seu valor máximo de  $|u_{x,máx}| = 37\text{ cm}$  ao fim de 21 segundos. Para a cota  $z = 19,05\text{ m}$  o valor máximo do deslocamento horizontal é de  $u_{x,máx} = 45\text{ cm}$  e ocorre aos 8 segundos. Para a cota  $z = 37,05\text{ m}$  e portanto junto da base da barragem zonada, o deslocamento horizontal máximo é de  $u_{x,máx} = 23\text{ cm}$  e ocorre igualmente aos 8 segundos. No caso (b) o deslocamento horizontal no coroamento tem um valor máximo de  $u_{x,máx} = 44\text{ cm}$ , na cota  $z = 19,05\text{ m}$  atinge um valor máximo de  $u_{x,máx} = 51\text{ cm}$  e para a cota próximo da base da barragem, tem um valor máximo de  $u_{x,máx} = 22\text{ cm}$ . Todos estes deslocamentos horizontais são observados ao fim de 8 segundos.

Analisando os valores dos deslocamentos horizontais nos dois casos, observa-se que o disposto acima mencionado, para a barragem homogénea, não é verificado quando se considera uma barragem zonada. Neste exemplo, verifica-se que tanto para o caso (a) como o caso (b) o deslocamento máximo acontece no centro da barragem diminuindo o seu valor consoante a altura da mesma.

Na Figura 4.25 estão representados os deslocamentos verticais durante a fase dinâmica em três cotas distintas ao longo do eixo central da barragem. Estes não têm em conta o processo construtivo por camadas característico em barragens de aterro, tal como referido anteriormente para a barragem homogénea.

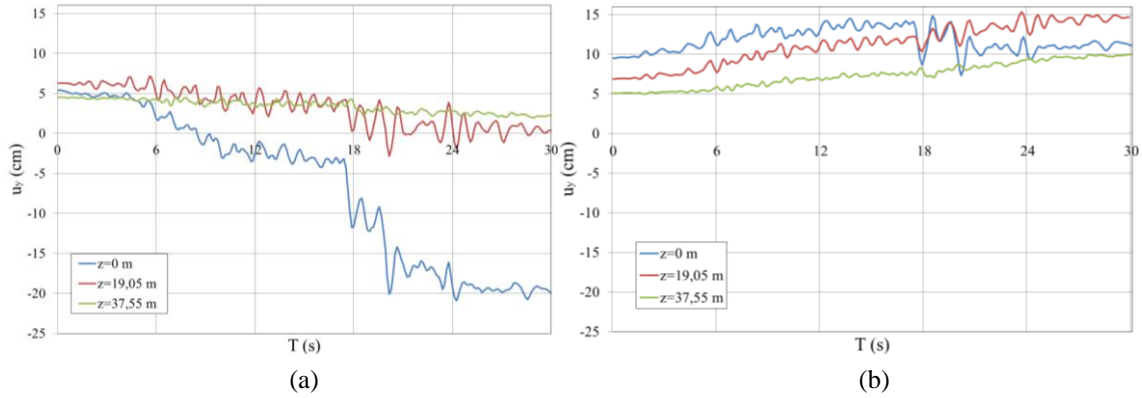


Figura 4.25: Deslocamentos verticais ao longo do tempo: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Constata-se que no caso (a) o deslocamento vertical para o coroamento atinge o seu valor máximo  $|u_{y,máx}| = 21 \text{ cm}$  aos 24 segundos. Para a cota  $z = 19,05 \text{ m}$  o deslocamento máximo tem um valor de  $u_{y,máx} = 7,2 \text{ cm}$  que ocorre aos 5 segundos. Na cota junto à base da barragem, o deslocamento vertical tem valor máximo aos 7 segundos de  $u_{y,máx} = 4,5 \text{ cm}$ . No caso (b) o deslocamento vertical para a cota do coroamento da barragem é de  $u_{y,máx} = 14,8 \text{ cm}$  e ocorre aos 18 segundos, para a cota  $z = 19,05 \text{ m}$  é de  $u_{y,máx} = 15,3 \text{ cm}$  ao fim de 23 segundos e para a cota na base da barragem tem valor máximo de  $u_{y,máx} = 10 \text{ cm}$  ao fim de 5 segundos.

Comparando os valores dos deslocamentos verticais nos dois casos, verifica-se que os deslocamentos verticais aumentam de valor com a altura da barragem de aterro. Constata-se que os valores dos deslocamentos verticais para o caso (b) são da mesma ordem de grandeza, o que não acontece com o caso (a), em que o maior deslocamento ocorre no coroamento da barragem.

Na Figura 4.26 apresentam-se os valores da resposta em termos de aceleração horizontal durante a fase dinâmica, analisada em três cotas distintas ao longo do eixo central do corpo da barragem.

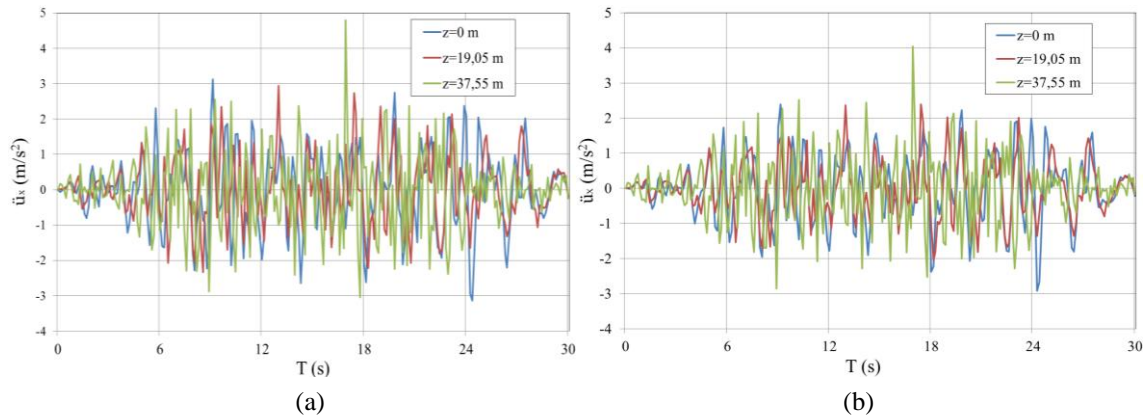


Figura 4.26: Aceleração horizontal durante a análise dinâmica: (a)  $\xi_{corpo} = 5\%$  e  $\xi_{fundação} = 2\%$ ; (b)  $\xi_{corpo} = 8\%$  e  $\xi_{fundação} = 5\%$

Para o caso (a), a aceleração horizontal tem o valor máximo de  $\ddot{u}_{x,m\acute{a}x} = 3,14 \text{ m/s}^2$  aos 9 segundos no coroamento da barragem. Para a cota  $z = 19,05 \text{ m}$  a aceleração horizontal tem um valor de  $\ddot{u}_{x,m\acute{a}x} = 2,95 \text{ m/s}^2$  aos 13 segundos e próximo da base da barragem o valor é de  $\ddot{u}_{x,m\acute{a}x} = 4,8 \text{ m/s}^2$  atingido aos 17 segundos. Para o caso (b) a aceleração horizontal tem valores no coroamento de  $|\ddot{u}_{x,m\acute{a}x}| = 2,91 \text{ m/s}^2$  aos 24 segundos, para  $z = 19,05 \text{ m}$  de  $|\ddot{u}_{x,m\acute{a}x}| = 2,4 \text{ m/s}^2$  aos 18 segundos e na cota junto da base da barragem de  $\ddot{u}_{x,m\acute{a}x} = 4,0 \text{ m/s}^2$  aos 17 segundos.

## 4.8. Estudo comparativo

De seguida considera-se a comparação dos métodos analisados: pseudo-dinâmico, empírico de deslocamentos e método dinâmico apresentados anteriormente para as duas barragens consideradas no presente estudo, quer para o deslocamento horizontal, quer para a aceleração máxima no coroamento para as diferentes ações sísmicas estudadas. De modo a ser possível efetuar esta comparação, foram retirados da análise numérica anterior os valores relativos aos deslocamentos (Plaxis) diferentes dos anteriormente considerados, ou seja, para cada um das barragens consideradas, os deslocamentos são obtidos junto ao paramento de jusante, na base de cada uma das superfícies de deslizamento consideradas. Para as barragens homogénea e zonada foram apenas considerados os resultados obtidos com o método empírico de Jansen (1990), dado que são os únicos resultados que apresentam valores comparáveis para as quatro ações sísmicas analisadas (ver Tabela 4.9 e 4.10 para a barragem homogénea e Tabela 4.11 e 4.12 para a barragem zonada).

No que diz respeito aos deslocamentos das superfícies de deslizamento anteriormente consideradas através do método dinâmico, somente é sujeito a análise o deslocamento obtido para o caso (a) visto ser o mais condicionante em termos de deslocamentos horizontais nas superfícies de deslizamento.

Relativamente à comparação das acelerações máximas no coroamento, apresenta-se a mesma para o método dinâmico e para o método pseudo-dinâmico relativos à AT1-SBP.

Deste modo, apresenta-se na Tabela 4.14 um resumo que descreve os resultados obtidos.

Tabela 4.14: Estudo comparativo

Parâmetro	Localização	Métodos	AT1		AT2	
			SBP	SME	SBP	SME
$u$	Três superfícies de deslizamento	Pseudo-dinâmico	✓	✓	✓	✓
		Empírico (Jansen, 1990)	✓	✓	✓	✓
		Dinâmico caso (a)	✓	-	-	-
$\ddot{u}_{m\acute{a}x}$	Coroamento	Pseudo-dinâmico	✓	-	-	-
		Dinâmico caso (a)	✓	-	-	-
		Dinâmico caso (b)	✓	-	-	-

### 4.8.1. Barragem homogênea

O estudo comparativo dos diferentes métodos para a barragem homogênea está apresentado nas figuras seguintes.

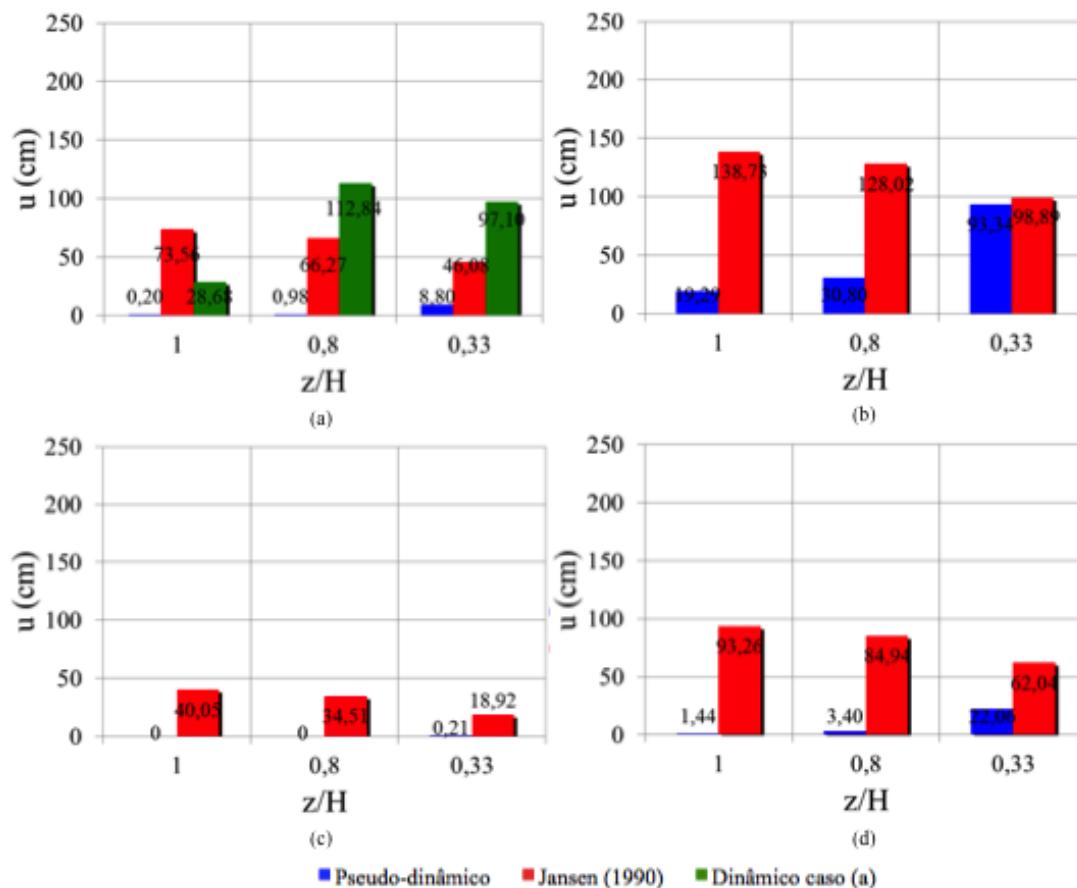


Figura 4.27: Deslocamentos horizontais alcançados pelos métodos pseudo-dinâmico, empírico de deslocamentos (Jansen (1990)) e dinâmico caso (a), nas superfícies de deslizamento consideradas para as quatro ações sísmicas estudadas para a barragem homogênea: (a) AT1-SBP; (b) AT1-SME; (c) AT2-SBP e (d) AT2-SME

Após análise da Figura 4.27, verifica-se que para a AT1-SBP é através do método dinâmico que se observa os maiores deslocamentos horizontais, excepto no caso da superfície de deslizamento maior  $z/H = 1$  em que é pelo método de Jansen (1990) que ocorre o maior deslocamento. Para a AT1-SME é pelo método de Jansen (1990) que se visualiza os maiores deslocamentos para todas as superfícies de deslizamento. Na AT2-SBP o deslocamento mais condicionante ocorre para o método empírico de deslocamentos pois, para o método pseudo-dinâmico só existe deslocamento horizontal para a superfície de deslizamento  $z/H = 0,33$ . Para a AT2-SME verifica-se que o método que apresenta maiores valores de deslocamentos horizontais é o método empírico apresentado por Jansen (1990) para todas as superfícies de deslizamento analisadas.

Comparando os deslocamentos obtidos na secção anterior, ou seja, deslocamentos no eixo central da barragem, com os obtidos nas superfícies de deslizamento pelo método dinâmico, verifica-se que os mesmos são de maior valor do que os deslocamentos no interior da barragem.

Na Figura 4.28 apresentam-se as acelerações horizontais no coroamento para a AT1-SBP obtidas pelo método pseudo-dinâmico e dinâmico caso (a) e caso (b).

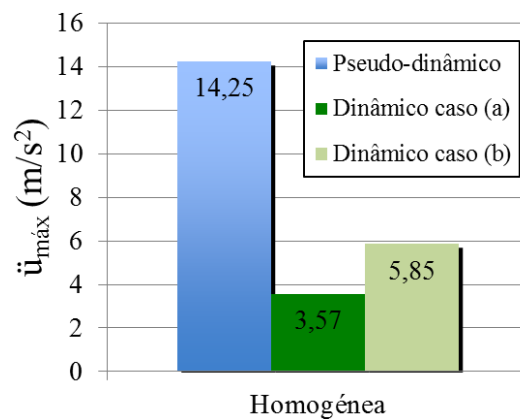


Figura 4.28: Acelerações horizontais no coroamento da barragem homogénea obtida pelos métodos pseudo-estático e dinâmico caso (a) e caso (b) para AT1-SBP

Constata-se que é para o método pseudo-dinâmico que ocorre a maior aceleração e que para o método dinâmico que difere entre si pelo amortecimento de Rayleigh que é aplicado no solo, a maior aceleração horizontal ocorre para o caso (b).

#### 4.8.2. Barragem zonada

O estudo comparativo dos diferentes métodos para a barragem zonada apresenta-se através das figuras seguintes.

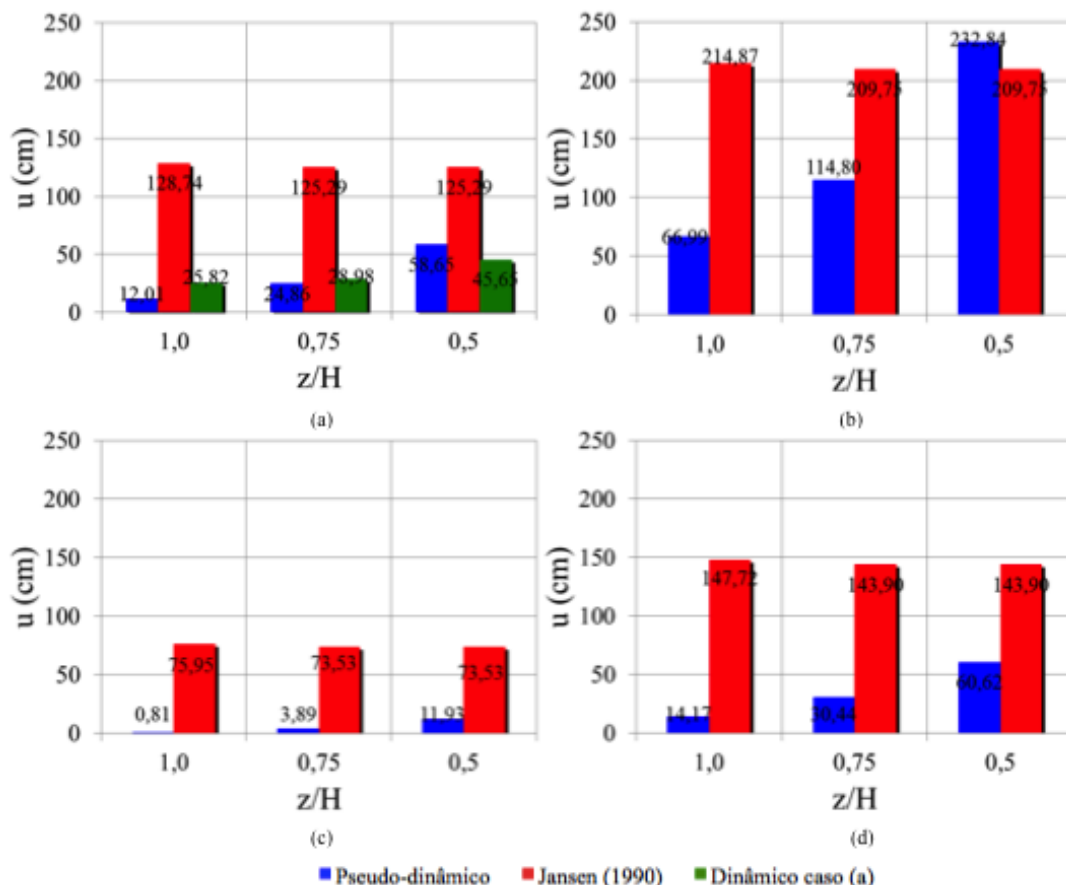


Figura 4.29: Deslocamentos horizontais alcançados pelos métodos pseudo-estático, empírico de deslocamentos (Jansen (1990)) e dinâmico caso (a), nas superfícies de deslizamento consideradas para as quatro ações sísmicas estudadas para a barragem zonada: (a) AT1-SBP; (b) AT1-SME; (c) AT2-SBP e (d) AT2-SME

Através da Figura 4.29, observa-se que para todas as ações sísmicas e para todos os métodos apresentados neste estudo comparativo, que é pelo método empírico de Jansen (1990) que se obtém os maiores deslocamentos horizontais para a AT1-SBP, AT2-SBP e AT2-SME. Para a AT1-SME também se verifica o disposto anteriormente, exceto para a superfície de deslizamento  $z/H = 0.5$ . Verifica-se também que para todos os métodos aqui comparados, os deslocamentos horizontais crescem com a diminuição do comprimento da superfície de deslizamento, tirando o caso da aplicação do método empírico de Jansen (1990). Nestes métodos os deslocamentos horizontais diminuem com a diminuição das superfícies de deslizamento.

Através da Figura 4.30 representa-se as acelerações horizontais máximas no coroamento.

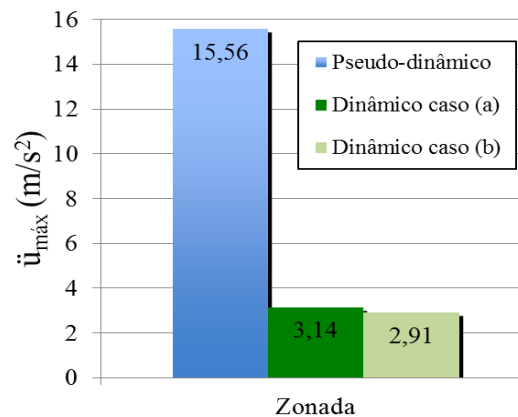


Figura 4.30: Acelerações horizontais no coroamento da barragem zonada obtidas pelos métodos pseudo-estático e dinâmico caso (a) e caso (b) para AT1-SBP

Consta-se através da Figura 4.30 que as acelerações de maior valor ocorrem para o método pseudo-dinâmico. Nesta situação e ao contrário ao que ocorre na barragem homogénea, a aceleração máxima no método dinâmico ocorre para o caso (a) onde o amortecimento é menor.

### 4.8.3. Observações finais

Analisando as barragens estudadas no presente estudo, verifica-se que somente no método dinâmico, caso (a), os deslocamentos obtidos para as superfícies de deslizamento são maiores na barragem homogénea do que na barragem zonada. Para os restantes métodos indicados neste capítulo verifica-se o oposto.

Relacionando as acelerações no coroamento das barragens, observa-se que para o método pseudo-estático esse valor é mais elevado para a barragem zonada, no entanto para a barragem homogénea os valores obtidos pelo método dinâmico, caso (a), os valores encontram-se relativamente próximos. Já para o método dinâmico referente ao caso (b), constatou-se que a aceleração é maior na barragem homogénea.

É de salientar que o método pseudo-dinâmico apresenta valores razoáveis em termos de deslocamentos contudo, relativamente às acelerações máximas no coroamento das barragens para todas as ações consideradas, já se verificaram valores não tão credíveis.

Na análise das superfícies de deslizamento através deste método, verifica-se que o maior deslocamento se verifica para  $z/H = 0,8$  para a barragem homogénea nos dois casos de amortecimento (sendo maior no caso de amortecimento mais baixo), na barragem zonada verifica-se para  $z/H = 0,5$ .

De notar que, como para o sismo SME as barragens podem ter um comportamento não elástico e assim resultarem danos estruturais significativos e perda de funcionalidades, mas nunca a rotura, constata-se que é para este sismo que se observam maiores deslocamentos.



## Capítulo 5

### Considerações finais

#### 5.1. Presente estudo

No desenvolvimento do presente trabalho pretendeu-se analisar o comportamento sísmico de barragens de aterro recorrendo a diferentes métodos disponíveis na bibliografia. Destes foram selecionados os mais usuais: o método pseudo-estático, o método pseudo-dinâmico, método empírico de deslocamentos e o método dinâmico. Procedeu-se assim à aplicação em duas barragens de aterro, uma homogénea e outra zonada, para determinar a resposta sísmica das mesmas em termos de deslocamentos e acelerações.

A caracterização da ação sísmica é realizada considerando que a mesma ocorre em Portugal Continental numa zona de intensidade sísmica elevada, definida no EC8 (Aljezur). Assim são considerados quatro ações sísmicas diferentes: AT1-SBP, AT1-SME, AT2-SBP e AT2-SME.

Para os três primeiros métodos referidos foi obtido para a ação sísmica, um coeficiente sísmico de  $0,5g$  para a AT1-SBP,  $0,99g$  para a AT1-SME,  $0,34g$  para a AT2-SBP e  $0,68g$  para a AT2-SME. Para o método dinâmico foi aplicado um sismo artificial correspondente à AT1-SBP.

Na aplicação do método pseudo-estático, em que a estabilidade é expressa através do FS, analisaram-se quatro superfícies potenciais de deslizamento e concluiu-se que para a barragem homogénea a segurança é verificada para todas as superfícies de deslizamento consideradas para a AT2-SBP (ação sísmica mais baixa). Para a AT1-SME (ação sísmica mais elevada) a segurança só é verificada na superfície de deslizamento mais próxima do coroamento. Na barragem zonada a segurança não foi verificada para nenhuma das quatro ações sísmicas analisadas.

Para efeitos comparativos com os restantes métodos, foram analisadas somente as três superfícies de deslizamento mais profundas, dado que na superfície de deslizamento mais superficial o material que nela desliza é considerado reduzido.

Para o método pseudo-dinâmico as acelerações obtidas no coroamento das barragens, para as quatro ações sísmicas consideradas, são de valor muito elevado, pondo em causa por si só a segurança e a funcionalidade da estrutura após o sismo. Tendo em conta o posterior cálculo dos deslocamentos, verifica-se que é para a ação sísmica mais elevada, AT1-SME, que ocorrem os maiores deslocamentos para as duas barragens. No entanto, estes valores apresentam-se credíveis obtendo-se apenas um valor de cerca de  $2m$  apenas para a barragem zonada para a AT1-SME.

Na análise dos métodos empíricos de deslocamentos, tendo em consideração seis diferentes autores, em que se consideram diferentes parâmetros na determinação dos deslocamentos, conclui-se que os valores obtidos são muito variáveis, de ordens de grandeza tal que apresentam intervalos de aproximadamente  $10^5$ , o que inviabilizou a comparação de deslocamentos com a grande maioria dos autores analisados.

No método dinâmico, a análise numérica foi efetuada apenas para a AT1-SBP para as duas barragens: homogénea e zonada, tendo em consideração dois amortecimentos de solo diferentes ( $\xi = 5\%$  e  $\xi = 8\%$ ), uma vez que o modelo de cálculo (Mohr Coulomb) usado não tem em conta o comportamento histerético do solo. Assim conclui-se que, para a barragem homogénea e barragem zonada, o maior deslocamento verificou-se para o caso (a) em que o amortecimento

do solo é menor. Os deslocamentos horizontais na barragem homogénea têm valor mais elevado para o caso de menor amortecimento assim como os deslocamentos verticais. Para a barragem zonada, quer os deslocamentos horizontais quer os deslocamentos verticais são valores mais reduzidos para o caso de menor amortecimento.

No entanto, com a análise dinâmica numérica, nas mesmas barragens observam-se valores razoáveis de aceleração sísmica no coroamento com valores máximos de amplificação sísmica de cerca de 20%.

## **5.2. Desenvolvimentos futuros**

Em estudos futuros, tendo em conta as conclusões retiradas do desenvolvimento deste trabalho, seria importante considerar os seguintes pontos para análise:

- estudo mais aprofundado da aplicação do SME e do seu elevado período de retorno não contemplado no EC8, bem como a análise da classe de importância que devem ser consideradas no dimensionamento sísmico das barragens;
- análise paramétrica no método pseudo-dinâmico, com vista a determinar a causa dos valores elevados de acelerações obtidos (em comparação com a análise dinâmica). Consideração de outras zonas sísmicas em Portugal Continental (EC8) com o mesmo objectivo;
- utilização de outras propostas de compatibilização da degradação das propriedades dinâmicas durante o sismo, nomeadamente Vucetic e Dobry (1991);
- verificação da sensibilidade à resposta sísmica das propriedades consideradas para os materiais das barragens analisadas, bem como o estudo da influência dos valores de amortecimento considerados. Comparação com modelos de comportamento mais completos que incorporam este amortecimento. Um modelo proposto seria o Hardening Soil Small.
- apreciação da ação hidrodinâmica.

## Bibliografia

- Braja, D. (1992). «Principles of Soil Dynamics». Em: PWS-KENT, Boston.
- Bray, D. e Travasarou, T. (2007). «Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements». pp. 381–392.
- Charatpangoon, B.; Kiyono, J.; Furukawa, A. e Hansapinyo, C. (2014). «Dynamic analysis of earth dam damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake». Em: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 64, pp. 50–62.
- Faustino, V. (2009). «Uma contribuição para a divulgação das barragens de enrocamento com cortina de interior de betão betuminoso em Portugal». Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- Fell, R.; MacGregor, P.; Stapledon, D. e Bell, G. (2005). «Geotechnical Engineering of Dams». Em: Taylor & Francis Group, London.
- Guerreiro, L. (2011). «Acção sísmica-Textos Sobre Engenharia Sísmica de Pontes», Instituto Superior Técnico.
- Jafarian, Y. e Lashgari, A. (2016). «Simplified Procedure for Coupled Seismic Sliding Movement of Slopes Using Displacement-Based Critical Acceleration». Em: American Society of Civil Engineers.
- Kramer, S. (1996). «Geotechnical Earthquake Engineering» Em: Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- Makdisi, I. e Seed, B. (1978). «Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations». Em: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, Nº GT7, pp. 849-859.
- NP EN 1998-1 (2010). «Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios».
- NP EN 1998-5 (2010). «Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos».
- Plaxis (2012). «Plaxis 2D Manual».
- Rampello, S.; Cascone, E. e Grosso, N. (2009). «Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam». Em: Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol. 29, Parte 5, pp. 782–98.
- RSB (2007). «Regulamento de Segurança de Barragens e correspondentes portarias: I- Normas de projecto de barragens». Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro, Diário da República, Lisboa.
- Santana, T. (2016). «Análise sísmica». Em: Cadeira de Obras de Terra. FCT/UNL.
- Sengupta, A. (2010). «Estimation of permanent displacements of the Tehri dam in the Himalayas due to future strong earthquakes». Em: Sadhana Vol. 35, Parte 3, pp. 373–392.
- Vucetic, M. e Dobry, R. (1991). «Effect of soil plasticity on cyclic response». Em: Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, Nº1, pp. 89-107.



## **Anexos A**

### **A) Resultados do método pseudo-dinâmico**

Tabela A.1: Resultados da aceleração máxima no coroamento

Barragem	Ação sísmica		Distorção $\gamma$	Amortecimento $\xi$ (%)	G/Gmáx	G (kN/m <sup>2</sup> )	1º modo de vibração				2º modo de vibração			3º modo de vibração			ü <sub>máx</sub> (m/s <sup>2</sup> )	(γ') <sub>eq</sub> (%)
							w (rad/s)	T (s)	η (%)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	w (rad/s)	T (s)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	w (rad/s)	T (s)	Sa (m/s <sup>2</sup> )		
Homogênea	AT1	SBP	0,07	14,10	0,35	69928,64	10,37	0,61	0,72	8,73	23,81	0,26	8,82	37,33	0,17	8,82	18,45	0,191
			0,3	20,8	0,15	29969,42	6,79	0,93	0,62	4,92	15,59	0,40	7,59	24,44	0,26	7,59	13,00	0,251
			<b>0,2</b>	<b>19,1</b>	<b>0,2</b>	<b>39959,23</b>	<b>7,84</b>	<b>0,80</b>	<b>0,64</b>	<b>5,88</b>	<b>18,00</b>	<b>0,35</b>	<b>7,85</b>	<b>28,22</b>	<b>0,22</b>	<b>7,85</b>	<b>14,25</b>	<b>0,225</b>
		SME	0,07	14,1	0,35	69928,64	10,37	0,61	0,72	17,47	23,81	0,26	17,64	37,33	0,17	17,64	36,89	0,381
			0,4	22	0,12	23975,54	6,07	1,03	0,61	8,60	13,94	0,45	14,83	21,86	0,29	14,83	24,47	0,548
			<b>0,6</b>	<b>23,00</b>	<b>0,09</b>	<b>17981,65</b>	<b>5,26</b>	<b>1,19</b>	<b>0,60</b>	<b>7,32</b>	<b>12,08</b>	<b>0,52</b>	<b>14,57</b>	<b>18,93</b>	<b>0,33</b>	<b>14,57</b>	<b>23,06</b>	<b>0,621</b>
	AT2	SBP	0,07	14,10	0,35	69928,64	10,37	0,61	0,72	2,47	23,81	0,26	5,68	37,33	0,17	6,00	8,85	0,054
			<b>0,05</b>	<b>12,3</b>	<b>0,42</b>	<b>83914,37</b>	<b>11,36</b>	<b>0,55</b>	<b>0,76</b>	<b>2,85</b>	<b>26,08</b>	<b>0,24</b>	<b>6,30</b>	<b>40,89</b>	<b>0,15</b>	<b>6,30</b>	<b>9,73</b>	<b>0,052</b>
		SME	0,07	14,10	0,35	69928,64	10,37	0,61	0,72	4,95	23,81	0,26	11,99	37,33	0,17	11,99	18,17	0,108
			<b>0,1</b>	<b>16,2</b>	<b>0,28</b>	<b>55942,92</b>	<b>9,28</b>	<b>0,68</b>	<b>0,69</b>	<b>4,20</b>	<b>21,30</b>	<b>0,30</b>	<b>11,38</b>	<b>33,39</b>	<b>0,19</b>	<b>11,38</b>	<b>16,92</b>	<b>0,115</b>
Zonada	AT1	SBP	0,07	14,10	0,35	88867,65	12,44	0,50	0,72	8,82	28,57	0,22	8,82	44,80	0,14	8,82	18,55	0,160
			<b>0,2</b>	<b>19,1</b>	<b>0,2</b>	<b>50781,52</b>	<b>9,41</b>	<b>0,67</b>	<b>0,64</b>	<b>7,05</b>	<b>21,60</b>	<b>0,29</b>	<b>7,85</b>	<b>33,86</b>	<b>0,19</b>	<b>7,85</b>	<b>15,56</b>	<b>0,225</b>
		SME	0,07	14,10	0,35	88867,65	12,44	0,50	0,72	17,64	28,57	0,22	17,64	44,80	0,14	17,64	37,10	0,321
			0,3	20,8	0,15	38086,14	8,15	0,77	0,62	11,81	18,71	0,34	15,18	29,33	0,21	15,18	28,03	0,501
			<b>0,6</b>	<b>23,00</b>	<b>0,09</b>	<b>22851,68</b>	<b>6,31</b>	<b>1,00</b>	<b>0,60</b>	<b>8,78</b>	<b>14,49</b>	<b>0,43</b>	<b>14,57</b>	<b>22,72</b>	<b>0,28</b>	<b>14,57</b>	<b>24,33</b>	<b>0,621</b>
	AT2	SBP	0,07	14,10	0,35	88867,65	12,44	0,50	0,72	2,97	28,57	0,22	6,00	44,80	0,14	6,00	9,46	0,054
			<b>0,05</b>	<b>12,3</b>	<b>0,42</b>	<b>106641,18</b>	<b>13,63</b>	<b>0,46</b>	<b>0,76</b>	<b>3,42</b>	<b>31,30</b>	<b>0,20</b>	<b>6,30</b>	<b>49,07</b>	<b>0,13</b>	<b>6,30</b>	<b>10,19</b>	<b>0,052</b>
		SME	0,07	14,10	0,35	88867,65	12,44	0,50	0,72	5,94	28,57	0,22	11,99	44,80	0,14	11,99	18,92	0,108
			<b>0,1</b>	<b>16,2</b>	<b>0,28</b>	<b>71094,12</b>	<b>11,13</b>	<b>0,56</b>	<b>0,69</b>	<b>5,04</b>	<b>25,56</b>	<b>0,25</b>	<b>11,38</b>	<b>40,07</b>	<b>0,16</b>	<b>11,38</b>	<b>17,50</b>	<b>0,115</b>

Tabela A.2: Deslocamentos obtidos para a AT1 do método pseudo-dinâmico

Barragem	Ação sísmica		z/H	kmáx.g/üimáx	kmáx	kc	Deslocamentos	kc/kmáx	T1	u/kmáx.g.T1	u (cm)
Homogénea	AT1	SBP	1	0,35	0,51	0,44	Sim	0,87	0,80	0,0005	0,20
			0,8	0,43	0,62	0,49	Sim	0,78	0,80	0,002	0,98
			0,33	0,77	1,12	0,67	Sim	0,60	0,80	0,01	8,80
		SME	1	0,35	0,82	0,44	Sim	0,53	1,19	0,02	19,29
			0,8	0,43	1,01	0,49	Sim	0,48	1,19	0,026	30,80
			0,33	0,77	1,81	0,67	Sim	0,37	1,19	0,044	93,34
Zonada		SBP	1,0	0,35	0,56	0,25	Sim	0,45	0,67	0,033	12,01
			0,75	0,46	0,73	0,26	Sim	0,36	0,67	0,052	24,86
			0,5	0,62	0,98	0,26	Sim	0,26	0,67	0,091	58,65
	SME	1,0	0,35	0,87	0,25	Sim	0,29	1,00	0,079	66,99	
		0,75	0,46	1,14	0,26	Sim	0,23	1,00	0,103	114,80	
		0,5	0,62	1,54	0,26	Sim	0,17	1,00	0,155	232,84	

Tabela A.3: Deslocamentos obtidos para a AT2 do método pseudo-dinâmico

Barragem	Ação sísmica		z/H	kmáx.g/üimáx	kmáx	kc	Deslocamentos	kc/kmáx	T1	u/kmáx.g.T1	u (cm)
Homogénea	AT2	SME	1	0,35	0,35	0,44	Não	1,27	0,55	-	-
			0,8	0,43	0,43	0,49	Não	1,15	0,55	-	-
			0,33	0,77	0,76	0,67	Sim	0,88	0,55	0,0005	0,21
		SBP	1	0,35	0,60	0,44	Sim	0,73	0,68	0,0036	1,44
			0,8	0,43	0,74	0,49	Sim	0,66	0,68	0,0069	3,40
			0,33	0,77	1,33	0,67	Sim	0,50	0,68	0,025	22,06
Zonada		SME	1,0	0,35	0,36	0,25	Sim	0,69	0,46	0,0049	0,81
			0,75	0,46	0,48	0,26	Sim	0,54	0,46	0,018	3,89
			0,5	0,62	0,64	0,26	Sim	0,40	0,46	0,041	11,93
	SBP	1,0	0,35	0,62	0,25	Sim	0,40	0,56	0,041	14,17	
		0,75	0,46	0,82	0,26	Sim	0,32	0,56	0,067	30,44	
		0,5	0,62	1,11	0,26	Sim	0,24	0,56	0,099	60,62	